

UNIVERSIDAD DE CUENCA



FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

“Evaluación Patológica y Estructural de la infraestructura del Colegio ANTONIO ÁVILA MALDONADO”

Tesis previa a la obtención del
Título de Ingeniero Civil.

AUTOR:

Juan Carlos Nieto Tacuri.

C.I: 0106553258

TUTOR:

Ing. Daniel Estuardo Mogrovejo Carrasco, PhD.

C.I: 0301500476

Cuenca - Ecuador
2017



RESUMEN

A pesar de la implementación de las denominadas escuelas del milenio aún encontramos en funcionamiento establecimientos antiguos como el Colegio Antonio Ávila Maldonado fundado el 4 de Abril de 1927 en la ciudad de Cuenca ubicado en la Av. Remigio Crespo Toral y Cañar, el cual presenta deterioros significativos en diferentes elementos, los cuales potencialmente podrían desarrollarse negativamente incrementando el riesgo de uso de la infraestructura.

Para plantear alternativas de solución a estos problemas se propone una valoración integral de la infraestructura del colegio tanto desde el punto de vista patológico/forense con ensayos no destructivos como avance del frente de carbonatación, esclerometría, eflorescencias, etc., y ensayos semi-destructivos como extracción de núcleos. Una valoración del suelo que comprenderá análisis de calicatas, clasificación del suelo, determinación de su capacidad portante, corte directo, etc. Una valoración estructural para verificar los cumplimientos de los códigos de construcción vigentes (NEC-2011 y ACI-318S-14).

Finalmente se presenta alternativas de solución para la rehabilitación y/o mantenimiento de la edificación.

Palabras clave: *Infraestructura, patologías, forense, ensayos no destructivos, ensayos semi-destructivos, calicata, capacidad portante, diagnostico, drenaje, capilaridad, condensación. Vida remanente, esfuerzo, modelación estructural, mantenimiento y rehabilitación, concreto, estructura.*



ABSTRACT

Even though a new type of precast structures that complies with current Ecuadorian construction codes are under construction for Schools; there are still old buildings in operation. That is the case for Antonio Ávila Maldonado high Scholl funded in April 1927. Its structure presents significant damage on different elements, being this a potential problem in the future for safety.

In order to draw solution alternatives, this work develops a comprehensive evaluation of the structure from the pathological point of view, by performing non-destructive and semi destructive tests, as for example: carbonation tests, rebound hammer tests, specimen extraction for lab testing, soil testing, etc. In addition, by using this information, structural models were developed to see if the current structure complied with the Ecuadorian construction codes (NEC-2011, ACI-318S-14)

Finally, intervention alternatives are shown for maintenance and rehabilitation.

Keywords: *Infrastructure, pathology, forensic engineering, Non-Destructive tests, semi destructive tests, soil bearing capacity, diagnosis, drainage, seepage, capillarity, condensation, remaining life, stress, structural modeling, maintenance & rehabilitation, concrete, structure.*



CONTENIDO

RESUMEN	1
ABSTRACT.....	2
CONTENIDO	3
ÍNDICE DE TABLAS.....	5
ÍNDICE DE FIGURAS	6
ÍNDICE DE IMÁGENES	7
ÍNDICE DE FICHAS	8
1. INTRODUCCIÓN	13
1.1 DEFINICIÓN DEL PROBLEMA	13
1.2 JUSTIFICACIÓN	14
1.3 OBJETIVOS	14
1.3.1 <i>Objetivo General</i>	14
1.3.2 <i>Objetivos específicos</i>	14
2. MARCO TEÓRICO	15
2.1 DEFINICIONES BÁSICAS.....	15
2.2 NORMAS UTILIZADAS.....	16
2.3 PATOLOGÍAS, INSPECCIÓN Y DIAGNÓSTICO.	17
2.3.1 <i>Encontrar el deterioro</i>	17
2.3.2 <i>Determinar la causa</i>	18
2.3.3 <i>Evaluar la resistencia de la obra en su estado actual</i>	18
2.3.4 <i>Evaluar las reparaciones</i>	18
2.3.5 <i>Elegir y proponer un método de reparación</i>	18
2.4 FACTORES QUE INFLUYEN EN LA DEFINICIÓN DE LA ESTRATEGIA DE REHABILITACIÓN.....	18
2.4.1 <i>Ensayos de suelos</i>	19
2.4.1.1 Calicatas	19
2.4.1.2 Clasificación del suelo	19
2.4.1.3 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.....	19
2.4.1.4 Corte directo (c y Φ).....	29
2.4.1.5 Peso específico seco del suelo (Método del cono de arena).....	30
2.4.1.6 Capacidad portante del suelo	30
2.4.2 <i>Ensayos no destructivos</i>	34
2.4.2.1 Avance del frente de carbonatación	34
2.4.2.2 Esclerometría (Norma ASTM C-805)	39
2.4.2.3 Eflorescencias.....	40
2.4.2.5 Humedad y otras afectaciones por defectos en drenajes y desagües	40
2.4.3 <i>Ensayos semi-destructivos</i>	41
2.4.3.1 Extracción de núcleos, resistencia a compresión simple del hormigón	41
2.4.4 <i>Levantamiento y modelación estructural</i>	43
2.4.4.1 Inspección de campo y comparación con planos estructurales	43
2.4.4.2 Verificación de cumplimiento de códigos	43
2.4.4.3 Modelación estructural	46
3. ALCANCE DE LA EVALUACIÓN	48
3.1 DESCRIPCIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA Y SU UBICACIÓN	48
3.2 EVALUACIÓN Y DIAGNÓSTICO DEL ESTADO ESTRUCTURAL	49
3.2.1 <i>Inspección preliminar</i>	50
3.2.2 <i>Inspección visual</i>	50



3.2.3 Fichas de recopilación de información.	53
4. METODOLOGÍA.	55
4.1 VALORACIÓN DEL SUELO.	55
4.1.1 Calicata.	55
4.1.2 Clasificación del suelo.	55
4.1.3 Peso específico del suelo.	56
4.1.4 Estimación de la cohesión " c " y el ángulo de fricción interna " Φ ".	56
4.1.5 Capacidad portante del suelo.	58
4.2 PRUEBAS REALIZADAS AL HORMIGÓN.	58
4.2.1 Ensayos de carbonatación.	58
4.2.2 Ensayos de esclerometría.	58
4.2.3 Extracción de núcleos.	59
4.2.4 Eflorescencias.	59
4.2.5 Humedades.	59
4.3 LEVANTAMIENTO Y MODELACIÓN ESTRUCTURAL.	59
4.3.1 Inspección de campo y comparación con planos estructurales.	59
4.3.2 Modelación estructural.	60
SUPOSICIONES:.....	61
5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN.	62
5.1 CLASIFICACIÓN DEL SUELO MEDIANTE (SUCS).	62
5.2 PESO ESPECÍFICO DEL SUELO.	66
5.3 ESTIMACIÓN DE LA COHESIÓN " c " Y EL ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA " Φ ".	67
5.4 CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO.	67
5.5 FRENTE DE CARBONATACIÓN.	68
5.6 ESCLEROMETRÍA.	76
5.7 RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE DEL HORMIGÓN.	79
5.8 EFLORESCENCIAS.	85
5.9 HUMEDADES.	87
5.10 INSPECCIÓN DE CAMPO Y COMPARACIÓN CON PLANOS ESTRUCTURALES.	92
5.11 VERIFICACIÓN DE CUMPLIMIENTO DE CÓDIGOS.	94
5.12 MODELACIÓN ESTRUCTURAL.	99
5.13 DEFINICIÓN DE LAS MATRICES DE INTERVENCIÓN Y SOLUCIÓN.	105
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	115
6.1 CONCLUSIONES.	115
6.2 RECOMENDACIONES.	116
BIBLIOGRAFÍA.....	117
ANEXOS.	119



Índice de tablas

Tabla 1. Sistema Unificado de Clasificación; Símbolo de grupo para suelos tipo grava	20
Tabla 2. Sistema Unificado de Clasificación; símbolos de grupo para suelos arenosos	21
Tabla 3. Sistema Unificado de Clasificación; símbolos de grupo para suelos limosos y arcillosos.	22
Tabla 4. Diagrama de flujo para nombres de grupo de suelos tipo grava y arenosos.	24
Tabla 5. Diagrama de flujo para nombres de grupo de suelos tipo limoso, inorgánico y arcilloso	25
Tabla 6. Diagrama de flujo para nombres de grupo de suelos tipo limoso, orgánico y arcilloso	27
Tabla 7. Factores de capacidad de carga	34
Tabla 8. Vida útil de proyecto	37
Tabla 9. Calidad del hormigón en función de la tasa de deterioro	38
Tabla 10. Factores de corrección por carbonatación	40
Tabla 11. Factores de corrección para la relación h/d.	42
Tabla 12. Propiedades promedio de ingeniería para suelos compactos.	57
Tabla 13. Propiedades promedio para suelos densos y sueltos.	57
Tabla 14. Valoración del suelo según SUCS.....	58



Índice de Figuras

Figura 1. Carta de plasticidad	24
Figura 2. Diagrama del arreglo para la prueba de corte directo	29
Figura 3. Equipo para la prueba de corte directo controlado por la deformación unitaria	30
Figura 4. Falla por corte general	31
Figura 5. Falla por punzonamiento.	31
Figura 6. Falla por corte local	32
Figura 7. Falla por capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación rígida continua.....	32
Figura 8. Determinación del avance del frente de carbonatación.....	35
Figura 9. Modelo de vida útil de una estructura que presenta cierta patología	36
Figura 10. Corrosión generalizada y localizada	38
Figura 11. Esclerómetro	39
Figura 12. Eflorescencias	40
Figura 13. Humedad por infiltración	41
Figura 14. Extractor de núcleos.....	42
Figura 15. Ubicación geográfica del colegio.....	48
Figura 16. Planta baja	49
Figura 17. Planta alta.....	49
Figura 18. División en bloques de la planta baja	51
Figura 19. División en bloques de la planta alta.....	52
Figura 20. Distribución de vigas y columnas de la primera planta de los bloques 1 y 2.....	92
Figura 21. Distribución de vigas y columnas de la planta alta de los bloques 1 y 2.....	92



Índice de Imágenes

Imagen 1. Calicata usada para toma de muestras de suelo.....	55
Imagen 2. Núcleos de buena calidad	75
Imagen 3. Núcleo poroso extraído del bloque 2.....	75
Imagen 4. Corrosión del refuerzo de la columna C10B2 de la primera planta del bloque2.	76
Imagen 5. Eflorescencias internas en la primera planta del bloque3 – lado lateral derecho.....	85
Imagen 6. Eflorescencias externas en la segunda planta del bloque3 – parte frontal.	86
Imagen 7. Eflorescencias internas en la segunda planta del bloque4 – parte frontal.....	86
Imagen 8. Eflorescencias externas en la segunda planta del bloque4 – parte posterior.	87
Imagen 9. Defectos en tuberías de agua en la segunda planta del bloque1 – parte posterior.	87
Imagen 10. Filtración de agua en aleros del bloque1 – parte frontal.....	88
Imagen 11. Filtración de agua en aleros del bloque2 – parte frontal.....	88
Imagen 12. Estanqueidad de agua lluvia bloque3.	89
Imagen 13. Estanqueidad de agua lluvia bloque4.	89
Imagen 14. Humedades en la parte inferior de la losa del bloque3.....	90
Imagen 15. Humedades en la parte inferior de la losa del bloque4.....	90
Imagen 16. Humedades en la parte inferior de la losa del bloque5.....	91
Imagen 17. Humedades en la parte inferior de la losa del bloque6.....	91



Índice de Fichas

Ficha 1. Inspección visual para valoración del suelo.....	53
Ficha 2. Inspección visual para realizar ensayos al hormigón.....	53
Ficha 3. Inspección visual para modelación estructural de los bloques críticos.....	54



Cláusula de Propiedad Intelectual

Juan Carlos Nieto Tacuri, autor del trabajo de titulación “Evaluación patológica y estructural de la infraestructura del Colegio Antonio Ávila Maldonado”, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, 20 de noviembre del 2017

Juan Carlos Nieto Tacuri

C.I: 0106553258



Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio Institucional

Juan Carlos Nieto Tacuri en calidad de autor y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación "Evaluación patológica y estructural de la infraestructura del Colegio Antonio Ávila Maldonado", de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, 20 de noviembre del 2017

Juan Carlos Nieto Tacuri

C.I: 0106553258



AGRADECIMIENTO

A Dios por permitirme estar aquí.

A la primera persona que quiero agradecer es a mi tutor Ing. Daniel Estuardo Mogrovejo Carrasco PhD, que sin su ayuda y conocimientos no hubiese sido posible realizar este proyecto.

A mis padres, por haberme proporcionado la mejor educación y lecciones de vida.

En especial a mi padre, por haberme enseñado que con esfuerzo, trabajo y constancia todo se consigue.

En especial a mi madre, por cada día hacerme ver de una forma diferente y confiar en mis decisiones.

A mis compañeros de clases, con los que he compartido grandes momentos.

A mis amigos, por estar siempre a mi lado.

A uno de mis grandes amigos Pablo O.

A todos mis familiares, por su apoyo.

En especial a mi abuelita Virginia, por haberme aportado todo desde muy pequeño y enseñarme que la vida es fugaz y que debo aprovechar cada minuto de mi vida al máximo mientras se pueda.

Me quedará corta la existencia terrenal, para agradecer a todos y cada uno de mis maestros de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad de Cuenca, quienes con paciencia y abnegación, me inculcaron sus valiosos conocimientos, mismos que ténganlo por seguro, serán implementados en hacer el bien en nuestra sociedad.

Juan Carlos Nieto



DEDICATORIA

La presente tesis está dedicada a Dios, ya que gracias a él he logrado concluir mi carrera.

A la memoria de mi abuelita Virginia, como muestra de lo mucho que la quiero.

A mi familia, por el apoyo incondicional que me brindan. A mis padres Olmedo Nieto y Carmen Tacuri, por ser mis guías y mis mayores ejemplos a seguir, así también a mi hermana Karina Nieto, por ser quien me anima a seguir adelante, tanto en buenos como en momentos de duda y temor, contagiándome con su alegría.

Juan Carlos Nieto



1. INTRODUCCIÓN

1.1 Definición del problema

Patología puede ser definida como la parte de la ingeniería que estudia los síntomas, los mecanismos, las causas y los orígenes de los defectos de las obras civiles, o sea, es el estudio de las partes que conducen al diagnóstico del problema [1].

La debilidad de las estructuras se refleja a través de patologías que aparecen en las edificaciones a corto y largo plazo, ocasionando pequeños daños o grandes defectos causantes del colapso parcial o total de la infraestructura. En la actualidad existen problemas tanto funcionales como estructurales que afectan de manera directa o indirecta a la sociedad los cuales son ocasionados por falta de mantenimiento sistemático y programado, por falta de planificación, mal cálculo estructural, incumplimiento de códigos de construcción, accidentes o causas naturales; lo cual afecta potencialmente a la infraestructura permitiendo que la misma no desempeñe correctamente su función y poniendo en riesgo la vida de sus ocupantes, tal es el caso del Colegio ANTONIO ÁVILA MALDONADO.

Las medidas terapéuticas de corrección de los problemas patológicos pueden incluir tanto pequeñas reparaciones localizadas, como una recuperación generalizada de la estructura, o refuerzo de los cimientos, columnas, vigas o losas. Es siempre recomendable que, después de cualquiera de las intervenciones citadas, sean tomadas medidas de protección de la estructura, con la implementación de un programa de mantenimiento periódico[1].



1.2 Justificación

Los estudios de patología no se centran en el síntoma o la lesión si no en su origen, o sea en la causa más probable, para lo cual normalmente hay que plantear en torno al problema múltiples hipótesis que a lo largo del trabajo se van descartando o corroborando y verificando técnicamente.

La durabilidad de una estructura de concreto depende tanto del medio de exposición como de su dosificación y colocación en obra. Es necesario entonces promover una cultura de supervisión continua que involucre la participación comprometida de profesionales de diferentes disciplinas para elaborar, supervisar, dar seguimiento y hacer las recomendaciones pertinentes y oportunas de reparación y/o rehabilitación para contar con obras civiles de concreto confiables, seguras y duraderas.

Tanto factores externos, como la falta de mantenimiento preventivo y el envejecimiento, deterioran la estructura en el tiempo volviéndose en ocasiones inhabitable e insegura. No obstante se puede corregir los problemas patológicos para devolverle la capacidad funcional y estructural a la infraestructura. Actualmente es posible aplicar diferentes técnicas y productos con el fin de recuperar la estructura, reparación por medio de epóxicos, reemplazar el elemento afectado, aumentar la sección del elemento, etc.

Para lo cual hemos planteado la realización de una evaluación Patológica y Estructural del Colegio Antonio Ávila Maldonado.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo General

Evaluar patológica y estructuralmente la infraestructura del Colegio Antonio Ávila Maldonado y dar recomendaciones de solución inmediata.

1.3.2 Objetivos específicos

1. Identificar las zonas más críticas para la evaluación.
2. Obtención de datos en campo mediante pruebas no destructivas y pruebas semi-destructivas en el suelo y elementos estructurales.
3. Valorar el suelo sobre el cual se encuentra situado la infraestructura.
4. Análisis de datos de los ensayos realizados en campo al hormigón.
5. Buscar e identificar zonas de infiltración ya que el agua es el principal enemigo de las estructuras.
6. Realizar un levantamiento y modelación estructural donde sea necesario.
7. Partear alternativas de solución para la rehabilitación de la estructura debido al deterioro por la edad.



2. MARCO TEÓRICO

2.1 Definiciones básicas.

Coeficiente de uniformidad (Cu)

Coeficiente que se emplea para saber el tipo de graduación de un suelo.

$$(1) C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Coeficiente de curvatura (Cz)

Coeficiente que evalúa la regularidad de la curva granulométrica, la cual representa la distribución por tamaño de las partículas de una muestra de suelo.

$$(2) C_z = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$$

Límite líquido (LL)

Humedad, expresada como porcentaje de la masa de suelo seco en horno, de un suelo remoldeado en el límite entre los estados líquido y plástico. Correspondiente a la humedad necesaria para que una muestra de suelo remoldeada, depositada en la tasa de bronce de la máquina Casagrande y dividida en dos porciones simétricas separadas 2mm entre sí, fluyan y entren en contacto en una longitud de 10mm, aplicando 25golpes[2].

Límite plástico (LP)

Humedad expresada como porcentaje de la masa de suelo seco en horno, de un suelo remoldeado en el límite entre los estados plástico y semisólido. Corresponde a la humedad necesaria para que bastones cilíndricos de suelo de 3mm de diámetro se disgreguen en trozos de 0.5 a 1cm de largo y no puedan ser reamasados ni remoldeados[3].

Índice de plasticidad (IP)

Diferencia numérica entre el Límite líquido y el límite plástico de un suelo.

Cohesión (c).

Es la atracción entre partículas, originada por las fuerzas moleculares y las películas de agua. Por lo tanto, la cohesión de un suelo variará si cambia su contenido de humedad. La cohesión se mide kg/cm². Los suelos arcillosos tienen cohesión alta de 0,25 kg/cm² a 1.5 kg/cm², o más. Los suelos limosos tienen muy poca, y en las arenas la cohesión es prácticamente nula[4].

Ángulo de fricción interna (Φ)

La fricción interna de un suelo, está definida por el ángulo cuya tangente es la relación entre la fuerza que resiste el deslizamiento, a lo largo de un plano, y la fuerza normal "p" aplicada a dicho plano[4]. Los valores de este ángulo llamado "ángulo de fricción interna "Φ", varían entre 0° para arcillas plásticas, cuya consistencia este próxima a su límite



líquido, hasta 45° o más, para gravas y arenas secas, compactas y de partículas angulares

Capacidad portante.

Capacidad del terreno para soportar las cargas aplicadas sobre él. Técnicamente la capacidad portante es la máxima presión media de contacto entre la cimentación y el terreno tal que no se produzca un fallo por cortante del suelo o un asentamiento diferencial excesivo[5].

Capacidad de carga límite (q_u): Máxima presión que se puede aplicar a la cimentación, sin que esta penetre en el suelo.

Capacidad de carga admisible (q_{adm}): Es la carga límite dividida entre un factor de seguridad (FS), dicho factor debe ser por lo menos 3 en todos los casos[5].

$$(3) \quad q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$$

Humedad natural del suelo:

$$(4) \quad w = \frac{w_h - w_s}{w_s} * 100$$

w_s = peso seco

w_h = peso húmedo

Ensayos no destructivos.

Se denomina ensayo no destructivo (END o PND), a cualquier tipo de prueba practicada a un objeto, material o sistema que no altere permanentemente sus propiedades físicas, químicas, mecánicas o dimensionales. Este tipo de ensayos implican un daño imperceptible o nulo en la estructura [6].

Ensayos destructivos.

Se denomina ensayo destructivo (ED o PD), a cualquier tipo de prueba practicada a un objeto, material o sistema la cual involucra cambios en la estructura (cambios geométricos, propiedades físicas, mecánicas, etc.), este tipo de ensayos son más tangibles, es decir, se dispone generalmente de la información en mano sin requerir mucha cualificación para su interpretación[6].

2.2 Normas utilizadas.

NTE INEN 690 Suelos. Ensayo para determinar el contenido de agua. (ASTM D2216).

ASTM D422 – ASSTHO T88 Ensayo para determinar la granulometría por tamizado.

NTE INEN 691 Suelos. Ensayo para determinar el límite líquido. (ASTM D4318-ASSTHO T89).

NTE INEN 692 Suelos. Ensayo para determinar el límite plástico y el índice de plasticidad. (ASTM D4318-ASSTHO T90).

ASTM D1556-ASSTHO T191 Determinación del peso específico del suelo – método del cono de arena.



ASTM 617 – ASSTHO T231 Método para refrentar probetas.

ASTM C39 – ASSTHO T22 Método de ensaye a la compresión de probetas cilíndricas y cúbicas.

ASTM C42 – ASSTHO T24 Toma de núcleos y vigas en hormigones endurecidos.

ASTM C 805 Método de prueba estándar para el índice de rebote en hormigones endurecidos.

ACI 318S-14 (25.7.2) Estribos de columnas.

ACI 318S-14 (20.6.1) Recubrimiento de concreto especificado.

NEC_SE_HM Estructuras de hormigón armado.

ACI 318S-14 (9.6.1) Refuerzo mínimo para flexión en vigas.

ACI 318S-14 (9.7.6) Refuerzo transversal.

ACI 318S-14 (18.4) Pórticos intermedios resistentes a momento.

ACI 318S-14 (16.4.6) Refuerzo mínimo para transferir el cortante horizontal.

NEC_SE_CG Cargas no sísmicas.

ACI 318S-14 (5.3) Combinaciones y factores de carga.

ACI 318S-14 (6.9) Aceptación de análisis utilizando elementos finitos.

2.3 Patologías, inspección y diagnóstico.

Patología se define como la parte de la medicina que trata el estudio de las enfermedades. Adaptando al vocablo de la construcción lo definimos como el estudio de los procesos degenerativos en la alteración de los materiales y elementos constructivos.

Es importante obtener la información necesaria del estado técnico de la edificación en su conjunto y en sus partes, conocer de donde provienen los deterioros y defectos, o sea, las causas que los provocan, también tener buena base de conocimiento acerca de equipos, herramientas, ensayos disponibles, y sobre todo, del cómo y cuándo deben ser aplicados, así como saber interpretar los resultados obtenidos de ellos.

La ejecución de una reparación puede tener como posible procedimiento de reconocimiento, una técnica que emplea cinco etapas, que se describen a continuación.

2.3.1 Encontrar el deterioro

En general son todas las observaciones (inspección visual) de la edificación, que tiene la finalidad de localizar las lesiones o deterioros que se presentan en las zonas tanto de fácil como de difícil acceso. Es en ésta etapa en donde se recogen los datos sobre las lesiones observadas, los cuales servirán como base para emitir criterios posteriores[7].



2.3.2 Determinar la causa

No significa detectar la causa específica, sino eliminar posibilidades hasta quedarnos con algunas y así escoger un método de reparación.

No hay reglas ni métodos elaborados para determinar causas de los deterioros. Cada caso es particular y debe ser objeto de un diagnóstico. La experiencia permite un esquema de principios, como ser fisuras en muros debidas a asentos de cimentación se forman en diagonal; la pasta de cemento sometido a ataques de sulfatos tiene un aspecto blanquecino y mate. Las fisuras por corrosión de armaduras forman una línea recta paralela equidistante y dejan aparecer huellas de óxido[7].

2.3.3 Evaluar la resistencia de la obra en su estado actual

En general la obra examinada está en servicio. Por tanto resulta importante determinar cuanto antes el posible uso sin peligro o si conviene reducir el mismo. En esta etapa se determinan las lesiones que afectan a los elementos estructurales de manera que estos pierden su capacidad de carga; así como también, se reconocen los desórdenes estructurales producto de intervenciones sin criterio técnico que muchas veces afectan a las construcciones [7].

2.3.4 Evaluar las reparaciones

En esta etapa se toman decisiones en cuanto al avance de los deterioros, en la necesidad de conservación de la obra con o sin refuerzos en su estructura, modificaciones y cambios de los elementos estructurales que se consideren inservibles, o en casos extremos el abandono de la obra, debido a que los deterioros son de gran importancia[7].

2.3.5 Elegir y proponer un método de reparación

Se trata de proponer y elegir los métodos de reparación viables tanto económicamente como constructivamente, en los cuales se deben considerar los siguientes aspectos[7].

- gastos en cada una de las etapas de construcción y mantenimiento,
- en caso de pocos daños y aislados se podrán realizar reparaciones aisladas,
- asegurar que la reparación impedirá o disminuirá el progreso del deterioro,
- si la obra se ha debilitado se debe devolver su resistencia inicial,
- estética y mantenimiento homogéneo de materiales propios de la edificación,
- Asegurar que las reparaciones, no dificulten seriamente el uso de obra y que no dañen otras obras o parte de la misma.

2.4 Factores que influyen en la definición de la estrategia de rehabilitación.

Generalmente los problemas patológicos son evolutivos y tienden a agravarse al transcurrir el tiempo, además arrastran otros problemas asociados al problema inicial. Por ejemplo: la carbonatación puede dar origen a la corrosión generalizada de la armadura de refuerzo.

La intervención de una estructura abarca gran cantidad de acciones y está sometida a las circunstancias propias en que se encuentra. Influyen en ella, en gran medida, las actividades que se desarrollan a su alrededor: cargas muertas, cargas vivas, deflexiones, vibraciones, condiciones ambientales adversas (sol, viento, lluvia, temperatura extremas). La intervención depende principalmente del tipo de agresor, la profundidad a la que ha penetrado, la posición relativa de la armadura, la resistencia a la compresión del concreto



la cual afecta a la rigidez de la edificación. La mayor o menor facilidad de acceso a los elementos de la estructura que deben ser rehabilitados también pesa al momento de elegir un sistema de rehabilitación[1].

Por estas y muchas otras razones es necesario, realizar un análisis de las causas que originaron estos deterioros mecánicos, mediante ensayos no destructivos y ensayos semi-destructivos en el suelo y elementos estructurales para una correcta rehabilitación de la estructura.

2.4.1 Ensayos de suelos.

Actualmente es cada vez más concluyente que ningún ingeniero que sienta responsabilidad técnica y moral de su profesión deje de efectuar un estudio de las condiciones del subsuelo al diseñar estructuras de cierta importancia. Ya que ello conlleva dos características que se conjugan: seguridad y economía. Recuerda “Quien solo conoce la teoría de la Mecánica de Suelos y carece de práctica, puede ser un peligro público”, Dr. Ing. Karl Terzaghi.

2.4.1.1 Calicatas.

Las calicatas son excavaciones que nos permiten estudiar el subsuelo, generalmente estas se realizan mediante retroexcavadora o manualmente. Nos permiten una inspección directa del suelo, tomas de muestras apropiadas para la realización de pruebas correspondientes en el laboratorio, y/o realización de ensayos en campo. En realidad es en el laboratorio de mecánica de suelos en donde el proyectista ha de obtener los datos definitivos para su trabajo, tanto para construir o como para rehabilitar una estructura.

2.4.1.2 Clasificación del suelo.

Los sistemas de clasificación proporcionan un lenguaje común para expresar en forma concisa las características generales de los suelos, que son infinitamente variadas sin una descripción detallada. Actualmente, dos sistemas de clasificación que usan la distribución por tamaño de grano y plasticidad de los suelos. Estos sistemas son el Sistema de Clasificación AASHTO y el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos[5]. En este trabajo se dará preferencia al Sistema Unificado.

2.4.1.3 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

El Sistema Unificado de Clasificación se presenta en las tablas 1, 2 y 3; clasifica los suelos en dos amplias categorías[5]:

1. Suelos de tipo grueso que son de naturaleza tipo grava y arenosa con menos del 50% pasando por la malla N° 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo G o S. G significa grava o suelo gravoso y S arena o suelo arenoso.
2. Los suelos de grano fino con 50% o más pasando por la malla N° 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo M, que significa limo inorgánico. C para arcilla inorgánica u O para limos y arcillas orgánicos. El símbolo Pt se usa para turbas, lodos y otros suelos altamente orgánicos.

**Tabla 1. Sistema Unificado de Clasificación; Símbolo de grupo para suelos tipo grava**

SÍMBOLO DE GRUPO	Criterios
GW	Menos de 5% pasa la malla No. 200; $C_u = D_{60}/D_{10}$ mayor que o igual que 4; $C_z = (D_{30}^2)/D_{10} \cdot D_{60}$ entre 1 y 3
GP	Menos de 5% pasa la malla No. 200; no cumple ambos criterios para GW
GM	Más del 12% pasa la malla No.200; los límites de Atterberg se grafican debajo de la línea A o el índice de plasticidad menor que 4
GC	Más del 12% pasa la malla No.200; los límites de Atterberg se grafican debajo de la línea A; índice de plasticidad mayor que 7
GC-GM	Más del 12% pasa la malla No.200; los límites de Atterberg caen en el área sombreada marcada CL-ML
GW-GM	El porcentaje que pasa la malla No.200 está entre 5 y 12; cumple ambos criterios para GW y GM
GW-GC	El porcentaje que pasa la malla No.200 está entre 5 y 12; cumple ambos criterios para GW y GC
GP-GM	El porcentaje que pasa la malla No.200 está entre 5 y 12; cumple ambos criterios para GP y GM
GP-GC	El porcentaje que pasa la malla No.200 está entre 5 y 12; cumple ambos criterios para GP y GC

**Tabla 2.** Sistema Unificado de Clasificación; símbolos de grupo para suelos arenosos

SÍMBOLO DE GRUPO	Criterios
SW	Menos de 5% pasa la malla No. 200; $C_u = D_{60}/D_{10}$ mayor que o igual a 6; $C_z = (D_{30}^2)/D_{10} \cdot D_{60}$ entre 1 y 3
SP	Menos de 5% pasa la malla No. 200; no cumple ambos criterios para SW
SM	Más del 12% pasa la malla No.200; los límites de Atterberg se grafican debajo de la línea A o el índice de plasticidad menor que 4
SC	Más del 12% pasa la malla No.200; los límites de Atterberg se grafican arriba de la línea A; índice de plasticidad mayor que 7
SC-SM	Más del 12% pasa la malla No.200; los límites de Atterberg caen en el área sombreada marcada CL-ML
SW-SM	El porcentaje que pasa la malla No.200 está entre 5 y 12; cumple ambos criterios para SW y SM
SW-SC	El porcentaje que pasa la malla No.200 está entre 5 y 12; cumple ambos criterios para SW y SC
SP-SM	El porcentaje que pasa la malla No.200 está entre 5 y 12; cumple ambos criterios para SP y SM
SP-SC	El porcentaje que pasa la malla No.200 está entre 5 y 12; cumple ambos criterios para SP y SC

**Tabla 3.** Sistema Unificado de Clasificación; símbolos de grupo para suelos limosos y arcillosos.

SÍMBOLO DE GRUPO	Criterios
CL	Inorgánico; $LL < 50$; $PI > 7$; se grafica sobre o arriba de la línea A (la zona de CL)
ML	Inorgánico; $LL < 50$; $PI < 4$; se grafica sobre o arriba de la línea A (la zona de ML)
OL	Orgánico; (LL- seco en horno)/(LL-sin secar); < 0.75 ; $LL < 50$ (zona de OL)
CH	Inorgánico; $LL > 50$; PI se grafica sobre o arriba de la línea A (zona de CH)
MH	Inorgánico; $LL > 50$; PI se grafica debajo de la línea A (zona de MH)
OH	Orgánico; (LL- seco en horno)/(LL-sin secar); < 0.75 ; $LL > 50$ (zona de OH)
CL-ML	Inorgánico; se grafica en la zona sombreada
Pt	Turba, lodos y otros suelos altamente orgánicos



Otros símbolos son también usados para la clasificación:

- W: bien graduado.
- P: mal graduado.
- L: baja plasticidad (límite líquido menor que 50)
- H: alta plasticidad (límite líquido mayor que 50)

Para una clasificación apropiada con este sistema, debe conocerse algo o todo de la información siguiente[5]:

1. Porcentaje de grava, material pasante la malla de 76.2mm y retenida en la malla N° 4 (abertura de 4.75mm).
2. Porcentaje de arena, material pasante la malla N° 4 y retenida en la malla N° 200 (abertura de 0.075mm).
3. Porcentaje de limo y arcilla, material pasante la malla N° 200 (abertura 0.075mm).
4. Coeficiente de curvatura (C_z) y coeficiente de uniformidad (C_u) y
5. Límite líquido e índice de plasticidad del material pasante la malla N°40.

Los símbolos de grupo para suelos tipo grava de grano grueso son GW, GP, GM, GC, GC-GM, GW-GM, GW-GC, GP-GM y GP-GC. Similarmente, los símbolos de grupo para suelos de grano fino son CL, ML, OL, CH, MH, OH, CL-ML y Pt. A continuación un procedimiento paso a paso para la clasificación de suelos [8]:

Paso 1: Determine el porcentaje de suelo que pasa la malla N° 200 (F). Si $F < 50\%$, se trata de un suelo de grano grueso, es decir, tenemos un suelo tipo grava o arenoso (donde F= porcentaje de granos más finos de la malla N°200), vaya al paso 2. Si $F \geq 50\%$ se trata de un suelo de grano fino, vaya al paso 3.

Paso 2: Para un suelo de grano grueso, $(100-F)$ es la fracción gruesa en porcentaje. Determine el porcentaje de suelo que pasa la malla N°4 y el retenido en la malla N°200, F_1 . Si $F_1 < (100-F)/2$, entonces el suelo tiene más grava que arena, por lo que es un suelo tipo grava. Vaya a la **Tabla 1** y **Figura 1** para determinar el símbolo de grupo, y luego vaya a la **Tabla 4** para obtener el nombre de grupo propio del suelo. Si $F_1 \geq (100-F)/2$, entonces se trata de un suelo arenoso. Vaya a la **Tabla 2** y **Figura 1** para determinar el símbolo de grupo y a la **Tabla 4** para obtener el nombre de grupo del suelo.

Paso 3: Para un suelo de grano fino, vaya a la **Tabla 3** y **Figura 1** para obtener el símbolo de grupo. Si se trata de un suelo inorgánico, vaya a la **Tabla 5** para obtener el nombre del grupo. Si se trata de un suelo orgánico, vaya a la **Tabla 6** para obtener el nombre del grupo.

Note que la **Figura 1** es la carta de plasticidad desarrollada por Casagrande (1948).

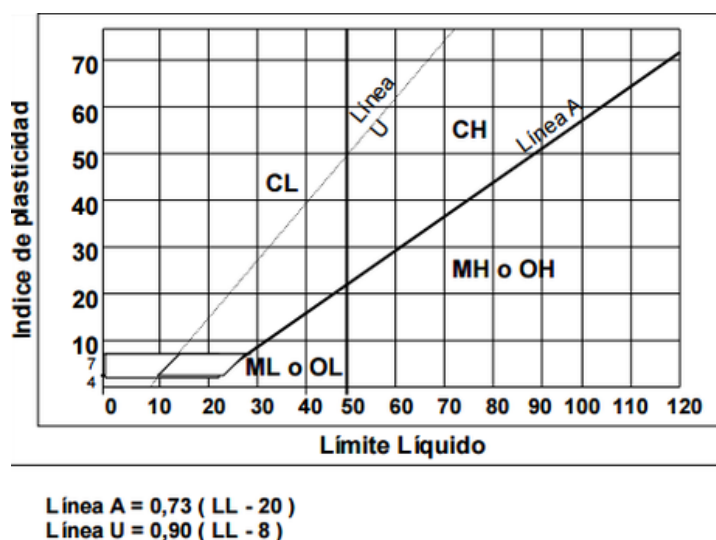


Figura 1. Carta de plasticidad

Fuente: Ingeniería real.

Tabla 4. Diagrama de flujo para nombres de grupo de suelos tipo grava y arenosos.

SÍMBOLO DE	Nombre de Grupo
GW	< 15% arena → Grava bien graduada
	≥ 15% arena → Grava bien graduada con arena
GP	< 15% arena → Grava mal graduada
	≥ 15% arena → Grava mal graduada con arena
GW-GM	< 15% arena → Grava bien graduada con limo
	≥ 15% arena → Grava bien graduada con limo y arena
GW-GC	< 15% arena → Grava bien graduada con arcilla (o arena limosa)
	≥ 15% arena → Grava bien graduada con arcilla y arena (o arcilla limosa y arena)
GP-GM	< 15% arena → Grava mal graduada con limo
	≥ 15% arena → Grava mal graduada con limo y arena
GP-GC	< 15% arena → Grava mal graduada con arcilla (o arcilla limosa)
	≥ 15% arena → Grava mal graduada con arcilla y arena (o arcilla limosa y arenosa)
GM	< 15% arena → Grava limosa
	≥ 15% arena → Grava limosa con arena
GC	< 15% arena → Grava limosa arcillosa
	≥ 15% arena → Grava limosa arcillosa con arena
GC-GM	< 15% arena → Grava limo arcillosa
	≥ 15% arena → Grava limo arcillosa con arena
SW	< 15% arena → Arena bien graduada
	≥ 15% arena → Arena bien graduada con grava
SP	< 15% arena → Arena mal graduada
	≥ 15% arena → Arena mal graduada con grava
SW-SM	< 15% arena → Arena bien graduada con limo
	≥ 15% arena → Arena bien graduada con limo y grava
SP-SC	< 15% arena → Arena bien graduada con arcilla (o arcilla limosa)
	≥ 15% arena → Arena bien graduada con arcilla y grava (o arcilla limosa y grava)
SP-SM	< 15% arena → Arena mal graduada con limo
	≥ 15% arena → Arena mal graduada con limo y grava
SP-SC	< 15% arena → Arena mal graduada con arcilla (o arcilla limosa)
	≥ 15% arena → Arena mal graduada con arcilla y grava (o arcilla limosa y grava)
SM	< 15% arena → Arena limosa
	≥ 15% arena → Arena limosa con grava
SC	< 15% arena → Arena arcillosa
	≥ 15% arena → Arena arcillosa con grava
SC-SM	< 15% arena → Arena limo arcillosa
	≥ 15% arena → Arena limo arcillosa con grava

**Tabla 5.**Diagrama de flujo para nombres de grupo de suelos tipo limoso, inorgánico y arcilloso

LL<50	INORGÁNICO	PI > 7 y gráfica sobre o arriba de A	CL	< 30% excede No.200	< 15% excede No.200	Arcilla ligera		
					15%-29% excede No.200	%arena ≥ % grava %arena < % grava	Arcilla ligera con arena Arcilla ligera con grava	
				≥ 30% excede No.200	%arena ≥ % grava	< grava ≥ grava	Arcilla ligera arenosa Arcilla ligera arenosa con grava	
					%arena < % grava	< arena ≥ arena	Arcilla ligera y tipo grava Arcilla ligera y tipo grava con arena	
		4 ≤ PI ≤ 7 y gráfica sobre o arriba de A	CL-ML	< 30% excede No.200	< 15% excede No.200	Arcilla limosa		
					15%-29% excede No.200	%arena ≥ % grava %arena < % grava	Arcilla limosa con arena Arcilla limosa con grava	
				≥ 30% excede No.200	%arena ≥ % grava	< grava ≥ grava	Arcilla limo arenosa Arcilla limo arenosa con grava	
					%arena < % grava	< arena ≥ arena	Arcilla limosa y tipo grava Arcilla limosa y tipo grava con arena	
		PI < 4 y gráfica debajo de A	ML	< 30% excede No.200	< 15% excede No.200	Limo		
					15%-29% excede No.200	%arena ≥ % grava %arena < % grava	Limo con arena Limo con grava	
				≥ 30% excede No.200	%arena ≥ % grava	< grava ≥ grava	Limo arenoso Limo arenoso con grava	
	%arena < % grava				< arena ≥ arena	Limo y tipo grava Limo y tipo grava con arena		
	ORGÁNICO		((LL- secado en horno)/(LL - sin secar)) < 0.75			OH	ver carta plástica	



LL ≥50	ORGÁNICO	Graficar PI sobre o arriba de la línea A	CH	< 30% excede No.200	< 15% excede No.200	Arcilla densa			
					15%-29% excede No.200	%arena ≥ % grava %arena < % grava	Arcilla densa con arena Arcilla densa con grava		
				≥ 30% excede No.200	%arena ≥ % grava	< grava ≥ grava	Arcilla densa arenosa Arcilla densa arenosa con grava		
					%arena < % grava	< arena ≥ arena	Arcilla densa y tipo grava Arcilla densa y tipo grava con arena		
				Graficar PI debajo de la línea A	MH	< 30% excede No.200	< 15% excede No.200	Limo elástico	
							15%-29% excede No.200	%arena ≥ % grava %arena < % grava	Limo elástico con arena Limo elástico con grava
		≥ 30% excede No.200	%arena ≥ % grava			< grava ≥ grava	Limo elástico arenosa Limo elástico arenosa con grava		
			%arena < % grava			< arena ≥ arena	Limo elástico y tipo grava Limo elástico y tipo grava con arena		
		ORGÁNICO				((LL- secado en horno)/(LL - sin secar)) < 0.75		OH	ver carta plástica

**Tabla 6.**Diagrama de flujo para nombres de grupo de suelos tipo limoso, orgánico y arcilloso

OL	PI ≥4 y gráfica sobre o arriba de A	< 30% excede No.200	< 15% excede No.200	Arcilla orgánica		
			15%-29% excede No.200	%arena ≥ % grava	Arcilla orgánica con arena	
		≥ 30% excede No.200	%arena ≥ % grava	%arena < % grava	Arcilla orgánica con grava	
				< grava	Arcilla orgánica arenosa	
			%arena < % grava	≥ grava	Arcilla orgánica arenosa con grava	
				< arena	Arcilla orgánica y tipo grava	
				≥ arena	Arcilla orgánica y tipo grava con arena	
	PI < 4 o gráfica debajo de A	< 30% excede No.200	< 15% excede No.200	Limo orgánico		
			15%-29% excede No.200	%arena ≥ % grava	Limo orgánico con arena	
		≥ 30% excede No.200	%arena ≥ % grava	%arena < % grava	Limo orgánico con grava	
				< grava	Limo orgánico arenoso	
			%arena < % grava	≥ grava	Limo orgánico arenoso con grava	
				< arena	Limo orgánico y tipo grava	
				≥ arena	Limo orgánico y tipo grava con arena	



OH	Gráficas sobre o arriba de la línea de A	< 30% excede No.200	< 15% excede No.200	Arcilla orgánica		
			15%-29% excede No.200	%arena ≥ % grava %arena < % grava	Arcilla orgánica con arena Arcilla orgánica con grava	
		≥ 30% excede No.200	%arena ≥ % grava	< grava ≥ grava	Arcilla orgánica arenosa Arcilla orgánica arenosa con grava	
			%arena < % grava	< arena ≥ arena	Arcilla orgánica y tipo grava Arcilla orgánica y tipo grava con arena	
		Gráficas debajo de la línea de A	< 30% excede No.200	< 15% excede No.200	Limo orgánico	
				15%-29% excede No.200	%arena ≥ % grava %arena < % grava	Limo orgánico con arena Limo orgánico con grava
	≥ 30% excede No.200		%arena ≥ % grava	< grava ≥ grava	Limo orgánico arenoso Limo orgánico arenoso con grava	
			%arena < % grava	< arena ≥ arena	Limo orgánico y tipo grava Limo orgánico y tipo grava con arena	

2.4.1.4 Corte directo (c y Φ)

El ensayo de corte directo se realiza con el objetivo principal de determinar el valor de la cohesión (c), así como el ángulo de rozamiento interno (Φ) de un suelo sometido a esfuerzo cortante.

El equipo consiste en una caja de corte metálica en la que se coloca el espécimen. Las muestras pueden ser cuadradas o circulares. El tamaño de los especímenes generalmente usados es aproximadamente de 20 a 25 cm² transversalmente y de 25 a 30 mm de altura. La caja está cortada horizontalmente en 2 partes. La fuerza normal sobre el espécimen se aplica desde la parte superior de la caja de corte. El esfuerzo normal sobre los especímenes debe ser tan grande como 1000KN/m². La fuerza cortante es aplicada moviendo una mitad de la caja respecto de la otra para generar la falla en el espécimen del suelo[5].

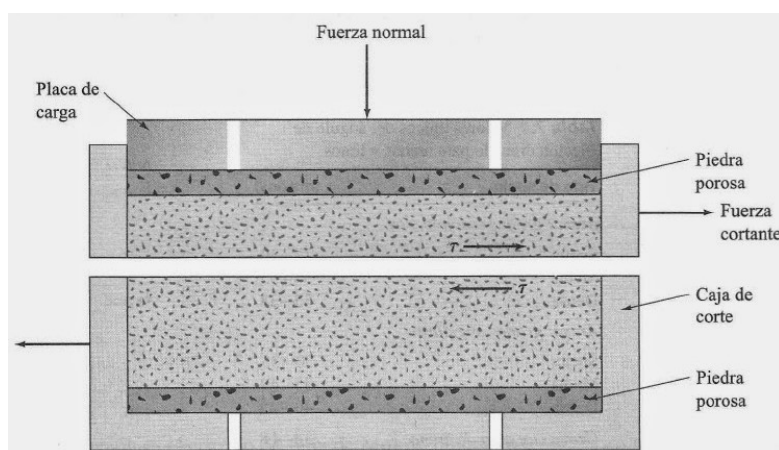


Figura 2. Diagrama del arreglo para la prueba de corte directo

Fuente: Guía metodológica de introducción al comportamiento del suelo a la luz de la mecánica de suelos.

Dependiendo del equipo la prueba de corte puede ser controlada por el esfuerzo o por la deformación unitaria. En pruebas controladas por la deformación unitaria se aplica una razón constante de desplazamiento cortante a una mitad de la caja por medio de un motor que actúa a través de engranajes. La tasa constante de desplazamiento cortante se mide con un micrómetro horizontal. La fuerza cortante resistente del suelo correspondiente a cualquier desplazamiento cortante se mide por medio de un anillo de ensaye horizontal o con una celda de carga. El cambio de volumen durante la prueba se obtiene a partir de las lecturas del micrómetro que mide el movimiento vertical de la placa superior de carga[5].



Figura 3. Equipo para la prueba de corte directo controlado por la deformación unitaria
Fuente: Estudios geotécnicos S.A.

2.4.1.5 Peso específico seco del suelo (Método del cono de arena).

El aparato usado en este método consiste en un recipiente de vidrio o plástico con un cono de metal unido a su parte superior.

El recipiente se llena con arena Ottawa seca muy uniforme. Se determina el peso del envase, del cono y de la arena que llena el recipiente (W_1). En el campo se excava un pequeño agujero, luego el cono con el recipiente unido a él se invierte y se coloca sobre el agujero. Se deja que la arena fluya del envase al agujero y al cono. Una vez que el agujero y el cono están llenos se determina el peso del recipiente, del cono y de la arena restante (W_2), determine el peso de la arena que llena el cono (W_3) [5].

El volumen del agujero excavado se determina como

$$(5) \quad V = \frac{W_1 - W_2 - W_3}{\gamma(\text{arena})}$$

Entonces el peso específico seco del suelo en campo se determina como

$$(6) \quad \rho_{seco} = \frac{\text{peso seco del suelo excavado del agujero } (W_s)}{V}$$

2.4.1.6 Capacidad portante del suelo.

Tipos de falla de los suelos

Los suelos fallan por cortante debajo de las cimentaciones se clasifican en tres.

- **Falla por cortante general**

Esta falla es súbita y catastrófica y al menos que la estructura misma no permita la rotación de la zapatas, ocurre con cierta visible inclinación de la cimentación, provocando un hinchamiento del suelo a los lados de la cimentación.

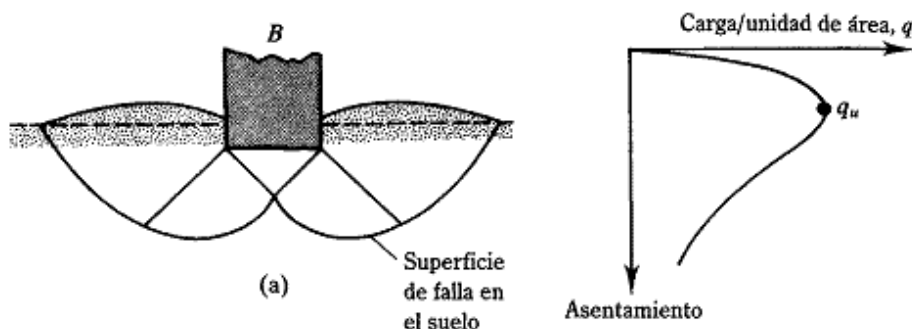


Figura 4. Falla por corte general

Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica. Braja M.Das

- **Falla por punzonamiento.**

Se caracteriza por un movimiento vertical de la cimentación mediante la compresión del suelo inmediata debajo de ella. La rotura se presenta por corte alrededor de la cimentación y casi no se observa movimientos de este junto a la cimentación, manteniéndose el equilibrio tanto vertical como horizontal de la misma.

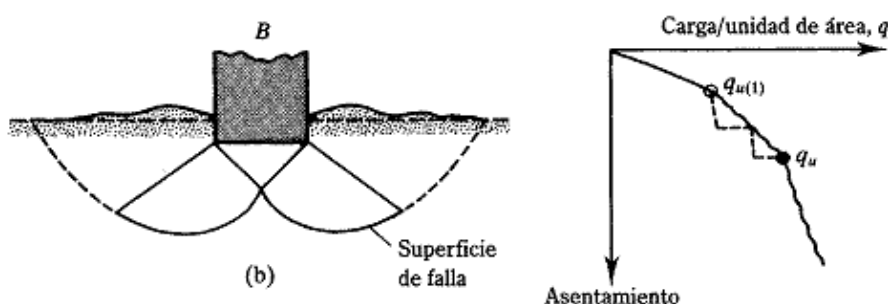


Figura 5. Falla por punzonamiento.

Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica. Braja M.Das

- **Falla por corte local.**

Representa una transición entre las dos anteriores, pues tiene características tanto del tipo de falla por corte general como del de punzonamiento. Se produce hinchamiento a los lados de la cimentación y además la compresión vertical debajo de la cimentación es fuerte y las superficies de deslizamiento terminan en algún punto dentro de la misma masa del suelo.

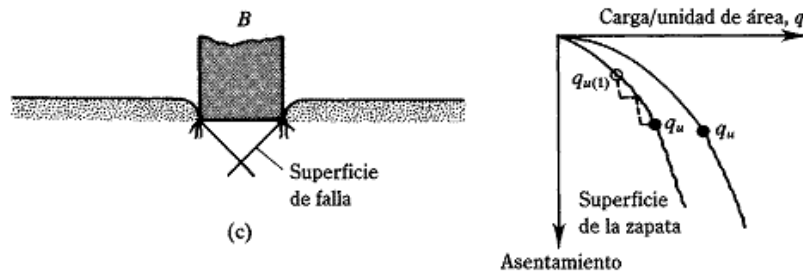


Figura 6. Falla por corte local

Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica. Braja M.Das

Teoría de TERZAGHI.

Terzaghi sugirió que para una cimentación continua o de franja (es decir, la razón de ancho a largo tiende a 0), la superficie de falla en un suelo bajo carga última se supone similar a la mostrada en la Figura 4 [5].

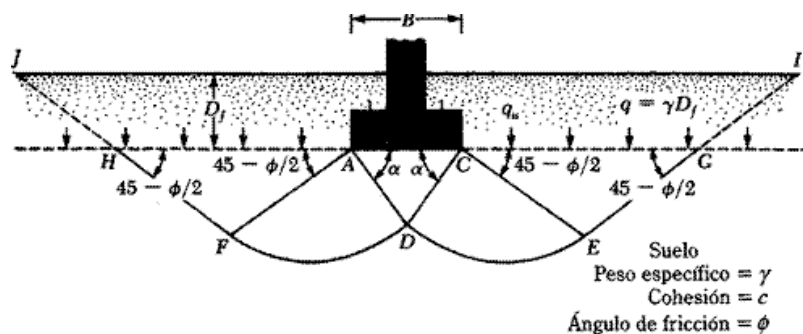


Figura 7. Falla por capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación rígida continua.

Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica. Braja M.Das

El efecto del suelo arriba del fondo de la cimentación se supone reemplazado por el efecto de una sobrecarga equivalente $q = \gamma D_f$ (donde γ = peso específico del suelo). La zona de falla bajo la cimentación se separa en tres partes (ver Figura 4):

1. La zona triangular ACD inmediatamente debajo de la cimentación.
2. Las zonas de cortante radial ADF y CDE, en que las curvas DE y DF son arcos de una espiral logarítmica.
3. Dos zonas pasivas de Rankine triangulares AFH y CEG.

Los ángulos CAD y ACD se suponen iguales al ángulo de fricción del suelo ($\Phi = \alpha$). Note que al reemplazar el suelo arriba de la cimentación por una sobrecarga equivalente q , la resistencia cortante del suelo a lo largo de las superficies de falla GI y HJ fue despreciada.



Usando el análisis del equilibrio, Terzaghi expreso la capacidad de carga límite en la forma:

$$(7) \quad q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

Dónde: c = cohesión del suelo

γ = peso específico del suelo

$$(8) \quad q = \gamma Df$$

N_c , N_q , N_γ factores de capacidad de carga adimensionales que son únicamente funciones del ángulo de fricción del suelo, Φ .

El ángulo α , mostrado en la Figura 4 es más cercano a $45 + \frac{\Phi}{2}$ que a Φ , como fue originalmente supuesto por Terzaghi. Las relaciones para N_c , N_q , N_γ se expresan como:

$$(9) \quad N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\Phi}{2} \right) e^{\pi \tan \Phi}$$

$$(10) \quad N_c = (N_q + 1) \cot \Phi$$

$$(11) \quad N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \Phi$$

La siguiente tabla muestra la variación de los factores de capacidad de carga precedentes a los ángulos de fricción del suelo.

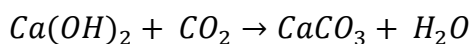
Tabla 7. Factores de capacidad de carga

Φ	Nc	Nq	N γ	Nq/Nc	tan Φ	Φ	Nc	Nq	N γ	Nq/Nc	tan Φ
0	5.14	1	0	0.2	0	26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
1	5.38	1.09	0.07	0.2	0.02	27	23.94	13.2	14.47	0.55	0.51
2	5.63	1.2	0.15	0.21	0.03	28	25.8	14.72	16.72	0.57	0.53
3	5.9	1.31	0.24	0.22	0.05	29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07	30	30.14	18.4	22.4	0.61	0.58
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09	31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.6
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11	32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12	33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14	34	42.16	29.44	41.06	0.7	0.67
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16	35	46.12	33.3	48.03	0.72	0.7
10	8.35	2.47	1.22	0.3	0.18	36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
11	8.8	2.71	1.44	0.31	0.19	37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21	38	61.35	48.93	78.03	0.8	0.78
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23	39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25	40	75.31	64.2	109.4	0.85	0.84
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27	41	83.86	73.9	130.2	0.88	0.87
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29	42	93.71	85.38	155.6	0.91	0.9
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31	43	105.1	99.02	186.5	0.94	0.93
18	13.1	5.26	4.07	0.4	0.32	44	118.4	115.3	224.6	0.97	0.97
19	13.93	5.8	4.68	0.42	0.34	45	133.9	134.9	271.8	1.01	1
20	14.83	6.4	5.39	0.43	0.36	46	152.1	158.5	330.4	1.04	1.04
21	15.82	7.07	6.2	0.45	0.38	47	173.6	187.2	403.7	1.08	1.07
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.4	48	199.3	222.3	496	1.12	1.11
23	18.05	8.66	8.2	0.48	0.42	49	229.9	265.5	613.2	1.15	1.15
24	19.32	9.6	9.44	0.5	0.45	50	266.9	319.1	760.9	1.2	1.19
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47						

2.4.2 Ensayos no destructivos.

2.4.2.1 Avance del frente de carbonatación.

La carbonatación es la reacción entre el CO₂ del aire, que penetra a través de los poros del hormigón y el hidróxido de calcio proveniente del cemento. El producto final de la reacción es la formación de carbonato de calcio y agua:



Este proceso confiere al hormigón mayor compacidad (estrechando los poros), menor solubilidad en agua, y su efecto negativo que un hormigón carbonatado pierde el efecto de capa pasivadora que tiene el recubrimiento del hormigón y deja de ser un elemento protector de la corrosión del acero de refuerzo por el descenso del pH [9]. Mayor velocidad de carbonatación para concretos con mayor relación a/c [10].

El ensayo consiste en la medida de la reducción de la alcalinidad por carbonatación mediante un indicador de pH. Como indicador se usa fenolftaleína al 1% disuelto en alcohol etílico al 70%. Toma un color rojo-púrpura para un valor de pH mayor a 9,5 (hormigón no carbonatado) y se vuelve incolora para valores menores a 8 (hormigón carbonatado), determinando así el espesor del hormigón afectado por la carbonatación[9]. Al llegar a la armadura, dependiendo de las condiciones humedad-ambiente puede promover una corrosión muy seria con aparición de manchas, fisuras, desprendimiento de trozos de concreto, incluso puede llevar al colapso la estructura o sus partes[1].



Figura 8. Determinación del avance del frente de carbonatación

Fuente: Patologías y construcción.

- **Vida remanente.**

La vida útil de una estructura respecto a procesos de degradación de los materiales puede ser estimada mediante la aplicación del modelo propuesto por Tutti [11]. Sin embargo, al hablar de periodo de vida útil, éste concepto debe ser explicitado, ya que no es lo mismo la vida útil proyectada, la vida útil remanente, o la vida útil extendida. Estos son tres períodos conceptualmente diferentes.

La vida útil proyectada es el periodo que ha sido contemplado durante el proyecto de la estructura para que esta cumpla con los requisitos de servicio con un nivel superior al mínimo aceptable (de seguridad, confort, estética). Durante el proyecto de la estructura, pueden haberse pasado por alto solicitaciones ambientales, o estas fueron desconocidas o no se presentaron al momento de la construcción del proyecto. Esto conducirá a que el período de vida útil real sea menor al proyectado, presentándose alguna patología en la estructura (ver Figura 9), [12].

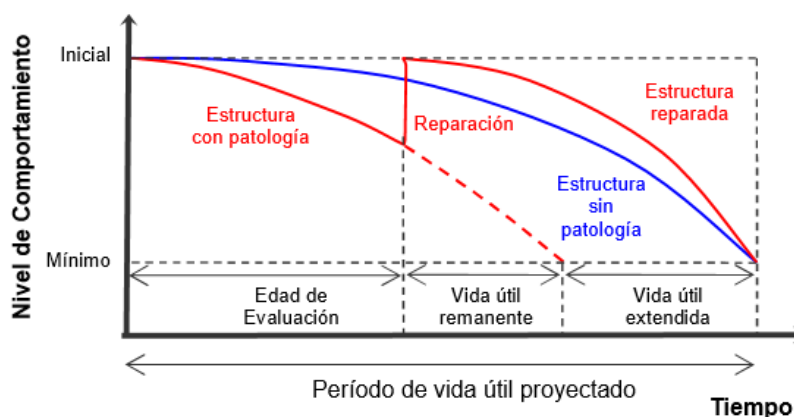


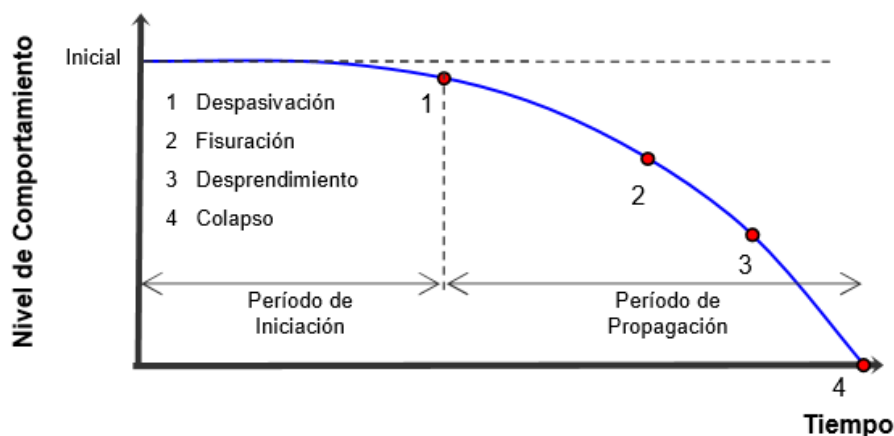
Figura 9. Modelo de vida útil de una estructura que presenta cierta patología

Fuente: Métodos de evaluación y diagnóstico de la vida útil remanente de estructuras de hormigón armado en ambientes marinos. Traversa, Villagrán y Zicarelli.

Alcanzada cierta edad de la estructura, ya sea por requerimientos del proyecto o por señales que indican un estado de deterioro excesivo, hay necesidad de una evaluación del estado de la estructura, esta evaluación permite establecer el nivel de comportamiento actual de la estructura. Mediante la comparación con el nivel mínimo requerido y la comprobación de la tasa de deterioro, puede estimarse la vida útil remanente de la estructura, siendo posible evaluar la conveniencia de una reparación que conduzca a una extensión de la vida útil hasta valores cercanos al período de vida útil proyectada inicialmente. Para establecer el periodo de vida útil remanente es necesario disponer de métodos de evaluación de la estructura que determinen la velocidad de deterioro y el nivel de comportamiento en forma previa a la aparición de síntomas graves.

Como referencia, generalmente se concibe como límite mínimo del nivel de comportamiento al que produce una fisuración generalizada (carbonatación) [13], [14]. De manera que los métodos de evaluación y diagnóstico de la vida útil remanente deben evaluar principalmente a los mecanismos de despasivación de las armaduras y de fisuración del recubrimiento.

Se establecen 2 períodos dentro de la vida útil, iniciación y propagación. El período de iniciación es el tiempo necesario de incubación de las condiciones necesarias para el comienzo de la degradación. El período de propagación es el tiempo entre el inicio del proceso y el momento en el cual el grado de deterioro de la estructura es tal que no cumple las condiciones de servicio requeridas. Ya que el período de propagación de la corrosión de las armaduras se desarrolla a una velocidad alta es necesario evaluar los parámetros que gobiernan el desarrollo del período de iniciación. En general se concibe como período de iniciación aquel que se requiere para la despasivación de las armaduras, mientras que fisuración y desprendimiento están dentro del período de propagación.



Evolución de la corrosión de armaduras en hormigón armado.

Fuente: *Métodos de evaluación y diagnóstico de la vida útil remanente de estructuras de hormigón armado en ambientes marinos. Traversa, Villagrán y Zicarelli.*

Los valores para vida útil de proyecto, conforme recomiendan las normas inglesas se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 8. Vida útil de proyecto

BS 7543, 1992 Guide to Durability of Buildings and Buildings Elements, Products and Components	
Vida útil (años)	Tipo de estructura
≤10	temporales
≥10	sustituibles
≥30	edificios industriales y reformas
≥60	edificios nuevos y reformas de edificios públicos
≥120	edificios públicos nuevos, y obras de arte

- Velocidad de avance del frente de carbonatación.**

La mayor parte de los modelos existentes para predecir la ‘profundidad de carbonatación’ en el hormigón están basados en soluciones de la ecuación de difusión de la ley de Fick:

$$\frac{dC}{dt} = \frac{d}{dx} \left(D \cdot \frac{dC}{dx} \right)$$

Siendo C, en este caso, la concentración de CO₂, D el coeficiente de difusión, t el tiempo, y x la profundidad de penetración del CO₂. La resolución de esta ecuación variando las condiciones iniciales y de contorno da lugar a diferentes soluciones. El modelo más sencillo derivado de una solución de esta ecuación considera la profundidad de carbonatación proporcional a la raíz cuadrada del tiempo [15]:

$$(12) \quad X = K * \sqrt{t}$$

Dónde: X= capa carbonatada (mm)

$$K = \text{tasa de deterioro (mm/año}^{1/2}\text{)}$$

$$t = \text{tiempo (años)}$$

El valor de K se puede determinar si se conoce el espesor de la capa carbonatada y la edad de la estructura. Una vez conocido su valor se puede predecir la velocidad de avance de carbonatación y por tanto, el tiempo que tardará en llegar al acero de refuerzo. La constante K depende básicamente de 4 parámetros: La concentración de CO₂ en el aire; la permeabilidad del hormigón de recubrimiento; la humedad relativa del hormigón de recubrimiento y el contenido de CaO en la pasta de cemento hidratada del recubrimiento [16].

Los valores de K varían entre 2 y 15 mm/año^{1/2} según datos experimentales [17]. Sujetas a la calidad del hormigón aproximadamente como se indica en la siguiente tabla:

Tabla 9. Calidad del hormigón en función de la tasa de deterioro

K	Características del hormigón	Calidad del hormigón
$2 < K < 6$	Elevada compacidad, contenido de cemento $> 350 \text{ kg/m}^3$	Buena
$6 < K < 9$	Compacidad media, contenido de cemento entre $\geq 250 \leq 350 \text{ kg/m}^3$	Media
$K > 9$	Poroso, contenido de cemento $< 250 \text{ kg/m}^3$ y elevada relación a/c	Mala

- Corrosión uniforme o generalizada (carbonatación).**

Es un proceso que abarca a todo el acero de refuerzo de manera homogénea y en toda la superficie, los productos de corrosión del acero ocupan un volumen que es varias veces superior al del metal de origen. La acumulación de estos productos en la interface entre el acero y el hormigón genera tensiones de tracción en este último que provocan la fisuración y el posterior desprendimiento del recubrimiento.

El tiempo de aparición de fisuras depende de la calidad y espesor del recubrimiento del hormigón, así como del diámetro y la ubicación de la armadura [1].



Figura 10. Corrosión generalizada y localizada

Fuente: Patologías del acero y del concreto.

2.4.2.2 Esclerometría (Norma ASTM C-805).

El ensayo con el esclerómetro se basa en el principio de rebote de una masa elástica que depende de la dureza de la superficie contra la cual golpea la masa. La cantidad de energía recuperada en el rebote es un índice de la fuerza superficial y se cuantifica con el Índice Esclerométrico [18], [19].

Factores por los que pueden variar la precisión del equipo son:

- Variación del agregado en la superficie del hormigón, impacto sobre agregado. mayor índice esclerométrico.
- Varillas situadas cerca de la superficie.
- Humedad del elemento.
- Si el espesor del elemento carbonatado es considerable, dará resistencias altas.
- Huecos o fisuras en el interior del hormigón.

La calibración del martillo es de $\pm 25\%$ sin una calibración directa. Los valores de los índices de rebote de cada elemento analizado se podrían comparar con las curvas que el fabricante del esclerómetro aporta, estas curvas relacionan la resistencia a compresión del hormigón con el índice esclerométrico, teniendo en cuenta una serie de factores. Pero estos valores tienen márgenes amplios de error. Por tanto los valores de índice de rebote deberían ser combinados con los valores obtenidos de la rotura de las probetas de elementos correspondientes, para poder establecer graficas que permitan correlacionar ambos valores y hacerlos extensibles para el resto de elementos [9].



Figura 11. Esclerómetro

Fuente: Gardco, Gardner company.

Debido a que la carbonatación produce un efecto de endurecimiento superficial en el hormigón, altera los valores de índice esclerométrico (q), sobreestimándolos, razón por la que es necesario hacer una corrección por carbonatación para lo cual se utilizó la siguiente tabla proporcionada por los fabricantes del equipo.

Tabla 10. Factores de corrección por carbonatación

Profundidad de carbonatación (cm)	Factor de corrección
0.5	0.97
1	0.94
1.5	0.9
2	0.87
2.5	0.84
3	0.8
3.5	0.78
4	0.74
4.5	0.72
5	0.68
5.5	0.65
6 o mayor	0.62

2.4.2.3 Eflorescencias.

Son manchas generalmente blancas y son consecuencias de la higroscopicidad de los materiales. Las eflorescencias consisten en el depósito de sales provenientes de los materiales de construcción las cuales son lixiviadas hacia afuera del hormigón, las que se cristalizan luego de la evaporación del agua que las transporta o por la interacción con el dióxido de carbono de la atmósfera [20].

A pesar que las eflorescencias no presentan un problema estructural (su principal daño está referido a la estética de la estructura), puede tener mayores implicaciones puesto que de no removerse dará lugar a la formación de carbonato de calcio el cual es un mineral pesado y difícil de remover y es considerado el decolorante más serio del hormigón [21].

**Figura 12. Eflorescencias**

2.4.2.5 Humedad y otras afectaciones por defectos en drenajes y desagües.

La humedad es un fenómeno natural que trae aparejado la presencia de agua en las edificaciones, lo que afecta la integridad de los componentes del inmueble; según la manera en que se presente define sus tipos. Esto genera lesiones que sin una correcta acción de intervención conllevan a la degradación de la construcción [22].

Las causas fundamentales de su aparición son de origen externo e interno. Las de origen externo son provocadas por dos factores, el primero es producto de la acción combinada de agua lluvia y viento; y el segundo, producto de la ascensión capilar a través de paredes, cimentaciones y/o muros. Las de origen interno son producto del vapor presente en el aire y el que se genera al interior de la construcción denominada condensación. Pero independiente del origen el causante principal de la humedad es el agua [23]. En este trabajo se hace un mayor énfasis en la humedad producto de factores externos, causante de varias patologías sobre la infraestructura en evaluación.

- **Humedad por infiltración.**

La mayoría de las estructuras, presentan problemas de impermeabilización en sus losas de hormigón armado, en donde se puede observar estanqueidad del agua como consecuencias de lluvias intensas, sobre todo cuando existen defectos en el sistema de evacuación de aguas pluviales. Producto de esta humedad y por acción del viento y la gravedad el agua se infiltra en la losa y pueden aparecer goteras, manchas, desconchamientos etc.



Figura 13. Humedad por infiltración

Fuente: Patología, diagnóstico y propuesta de rehabilitación de la vivienda de la familia Bermeo Alarcón.

2.4.3 Ensayos semi-destructivos.

2.4.3.1 Extracción de núcleos, resistencia a compresión simple del hormigón.

En casi todos los estudios de patología del hormigón armado, es necesario conocer su resistencia a la compresión simple, esto se debe a comportamientos anormales de la estructura una vez finalizada su construcción. Este tipo de ensayo es considerado como destructivo, y sirve para determinar la resistencia de un hormigón endurecido de una estructura mediante la extracción con sonda rotativa de diamante de probetas testigo, y su posterior rotura en el laboratorio.



Figura 14. Extractor de núcleos

Fuente: Construcción y minería en movimiento.

Se debe tener en cuenta que normalmente la resistencia de los núcleos es menor a la de los cilindros normales, como consecuencia del proceso de la extracción de las muestras; se estima que esa reducción de resistencia esta alrededor de un 5%, [19].

Aspectos a considerar para el ensayo.

- Cuando se trata de una estructura dañada que presenta diferentes niveles de daños conviene sacar testigos de los diferentes elementos debido a que las características del hormigón de cada uno de ellos pueden ser muy diferentes.
- A fin de no cortar barras de armado es conveniente usar un detector de armaduras (pachometro). De todas formas si se ha cortado no invalida el resultado a menos que sea el caso de que la barra este ortogonal a las caras de presión de la probeta, en este caso será preciso desechar este testigo [9].
- Los núcleos se deben extraer de manera perpendicular al hormigonado.
- Colocar los núcleos extraídos en una bolsa de plástico para mantener su humedad.
- Para la relación altura - diámetro (h/D) del cilindro entre 1.94 y 2.10 según la Norma ASTM C 42-90 no es necesario corregir la resistencia de los núcleos por esbeltez.

Tabla 11. Factores de corrección para la relación h/d .

Relación entre la altura y el diámetro	Coefficiente de corrección
2	1
1.75	0.98
1.5	0.96
1.25	0.93
1.1	0.9
1	0.87
0.75	0.73
0.5	0.6

Fuente: ASTM C42 y C39.

Es el sistema más seguro para determinar con fiabilidad la resistencia a compresión pero también es el sistema más costoso y más destructivo, aunque usándolo de forma



combinada con un método no destructivo (esclerometría) permite reducir el número de extracciones y conseguir correlaciones que permiten hacer buenas estimaciones de las resistencias [9].

2.4.4 Levantamiento y modelación estructural.

2.4.4.1 Inspección de campo y comparación con planos estructurales.

Luego de haber realizado un análisis exhaustivo de la documentación obtenida, se debe proceder a realizar una inspección de campo de la estructura, como complemento necesario para verificar que la construcción concuerde con lo planificado. Cuando se verifica que la construcción concuerde con lo planificado, se debe realizar mediciones de la geometría estructural ya que pueden existir variaciones tardías en el diseño y que difieren con la información mostrada en los planos. “En particular, las alteraciones no registradas pueden ser críticas porque pueden ser la causa de la reducción en la resistencia de la estructura.”

Es importante realizar ensayos no destructivos como pachometrías durante la investigación de campo para verificar que el acero de refuerzo colocado en la estructura concuerde con los planos estructurales. Es esencial determinar la ubicación del acero de refuerzo durante esta etapa. Ya que durante la construcción de la edificación podría no haberse cumplido con el diseño estructural y esto puede ser causa de fallas graves[24].

2.4.4.2 Verificación de cumplimiento de códigos.

La mayor del parte del territorio Ecuatoriano se encuentra ubicado en una zona crítica o de alto peligro sísmico, razón por la cual sus edificaciones son vulnerables o susceptibles a daños. Edificaciones construidas antes de la promulgación de los códigos de la construcción o de aquellas que no han sido diseñadas apropiadamente y que a lo largo de su vida han sido reformadas, ampliadas o que han sufrido un cambio en el tipo de uso, distinto al contemplado en el diseño. El riesgo sísmico es alto y debe ser considerado en la toma de decisiones.

Por estas razones, pensando en un mejor porvenir y con el objetivo de evitar futuros daños en edificaciones causados por desastres naturales de alto riesgo como los sismos, en el Ecuador se han establecido diferentes normas de construcción que permiten un mejor acabado, diseño y estructuras capaces de resistir a los diferentes desastres naturales que se pueden presentar.

- **Columnas.**

Cuantía máxima de refuerzo longitudinal.

Se cumplirá con el siguiente requisito:

$$(13) \quad 0.01 \leq \frac{A_l}{A_g} \leq 0.03$$

Dónde:

A_l = Área del refuerzo longitudinal.

A_g = Área bruta de la sección.

En zonas sísmicas el esfuerzo de fluencia del acero F_y no debe ser mayor a 4200 kg/cm².



En columnas y vigas rectangulares el número mínimo de varillas longitudinales será de 4 (una en cada esquina).

El recubrimiento mínimo de acero longitudinal y transversal en columnas es de 4cm.

El espaciamiento mínimo entre caras externas en varillas longitudinales de columnas deberá ser el mayor de:

- 4cm
- 1.5 veces el diámetro mayor de las varillas longitudinales.
- 1.33 veces el tamaño máximo del agregado.

Características del refuerzo transversal.

El diámetro de la barra de estribo debe ser al menos (a) o (b):

- Barras No.10 encerrando barras longitudinales No.32 o menores.
- Barras No.13 encerrando barras longitudinales No.36 o menores o paquetes de barras longitudinales.

La separación del refuerzo transversal a lo largo del eje longitudinal no debe exceder al menor de:

- La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento.
- Seis veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal menor.

El área del refuerzo en forma de estribos de confinamiento rectangulares no puede ser menor a ninguna de las siguientes:

$$(14) \quad A_{sh} = 0.3 \frac{s \cdot b_c \cdot f_c}{f_y} * \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$(15) \quad A_{sh} = 0.09 \frac{s \cdot b_c \cdot f_c}{f_y}$$

Dónde:

A_{sh} Área total del refuerzo transversal.

S Separación centro a centro entre estribos.

b_c Dimensión mayor del núcleo de una columna rectangular con estribos.

A_{ch} Área del núcleo rectangular de una columna medida entre las caras exteriores de un estribo cerrado.

- **Vigas.**

Cuantías de armado longitudinal en vigas.

La cuantía máxima de armado a tracción en zonas sísmicas no debe superar el 2.5% es decir $\rho_{max}=0.025$.

En ningún caso el armado mínimo longitudinal a flexión podrá ser menor que (15) o (16):



$$(16) \quad A_{min} = \frac{0.79\sqrt{f'_c}}{F_y} * (b_w * d)$$

$$(17) \quad A_{min} = \frac{14}{F_y} * (b_w * d)$$

Dónde:

b_w base de la viga.

d peralte efectivo de la viga.

En zonas sísmicas el esfuerzo de fluencia del acero F_y no debe ser mayor a 4200 kg/cm².

El recubrimiento mínimo de acero longitudinal y transversal en columnas es de 4cm.

Características del refuerzo transversal.

El espaciamiento mínimo de los estribos en las vigas de hormigón armado no debe superar los siguientes valores:

- $s \leq \frac{d}{2}$
- $s \leq 60cm$

Dónde:

s espaciamiento de los estribos.

d peralte efectivo de la viga.

El área del refuerzo transversal en ningún caso podrá ser menor que:

$$(18) \quad A_{v,min} = \frac{3.5b_w*s}{F_y}$$

Dónde:

b_w Ancho en cm de la viga rectangular o ancho del alma de las vigas T, L o I.

F_y esfuerzo de fluencia del acero en Kg/cm²

- **Losas Nervadas.**

Armado mínimo.

Es exclusivamente para los nervios, se debe calcular mediante las siguientes expresiones, utilizada en el diseño de vigas.

$$(19) \quad \rho_{\min} = \frac{0.79\sqrt{f''c}}{F_y}$$

$$(20) \quad \rho_{\min} = \frac{14}{F_y}$$

La loseta de compresión debe contener acero de refuerzo para resistir cambios de temperatura y retracción de fraguado.

Armado máximo.

$$(21) \quad \rho_{\max} = \frac{0.85B1f''c}{F_y} * \frac{0.003}{\frac{F_y}{E_s} + 0.003}$$

Para barras menores a 36mm de diámetro en losas fundidas in situ debe tener un recubrimiento mínimo de 2cm.

2.4.4.3 Modelación estructural.

El Análisis Estructural se realiza siempre sobre un Modelo de la Estructura, que debe responder de la mejor forma posible a la que ha de ser construida, o como en el caso que corresponde a este estudio, a la estructura real existente.

Esto implica hacer una caracterización y evaluación muy realista y precisa de esa estructura existente en su estado actual. A partir de las solicitaciones y desplazamiento obtenidos del análisis se procederá a la revisión y comprobación de la capacidad resistente y la rigidez de los elementos y cada parte de la estructura, determinándose el proceder que mejor corresponda, entre ellos:

- Realizar acciones de mejoramiento de las condiciones existentes para extender la duración efectiva de la estructura, deteniendo el proceso de deterioro.
- Reforzamientos para recuperar, en el grado necesario o posible, la capacidad estructural.
- Adicionar condiciones de apoyos o soportes para la mejor transmisión de las cargas reduciendo las solicitaciones internas.
- Reducciones de las cargas sobre los elementos afectados, de forma directa o indirecta, lo que puede incluir limitaciones de uso con garantía de cumplimiento.
- Aplicación combinada de las acciones anteriores u otras propias del caso.

Se debe recordar, que los elementos principales a tener en cuenta para crear el Modelo de la Estructura para realizar el análisis son:

- 1- Esquema de la Estructura. Implica la representación de las barras en el caso de ser reticulada o el que corresponda al tipo de que se trate, por ejemplo muros de carga, muros de rigidización en pórticos, etc.
- 2- Propiedades geométricas físicas y mecánicas de los elementos y sus secciones transversales, necesarias en los casos de estructuras hiperestáticas, lo que implica



una cuidadosa atención al estado actual, pudiendo requerir investigaciones con procedimientos destructivos o no destructivos.

- 3- Condiciones de bordes o de apoyo de cada elemento o parte de la estructura y del conjunto.
- 4- Cargas actuantes y sus posibles combinaciones.

Para la Revisión del Diseño de las secciones transversales de cada elemento o parte de la estructura resulta indispensable conocer, o poder estimar con el debido grado de realismo, las dimensiones de los elementos y las propiedades de los materiales. Por ejemplo, en el caso tan frecuente del hormigón armado, esto se refiere principalmente a su resistencia a la compresión simple y a la armadura de acero de refuerzo en su cantidad y distribución y estado técnico, teniendo muy en cuenta si hay pérdida de sección de las barras.

En general, no se trata de recalcular totalmente o re proyectar la estructura, sino de comprobarla. O sea, de hacer la revisión estructural para determinar y diseñar las acciones para su reparación, rehabilitación o demolición.

3. ALCANCE DE LA EVALUACIÓN.

3.1 Descripción de la infraestructura y su ubicación.

La infraestructura a evaluar es el Colegio Antonio Ávila Maldonado situado en la ciudad de Cuenca y ubicado en la Av. Remigio Crespo Toral entre las calles Imbabura y Cañar.

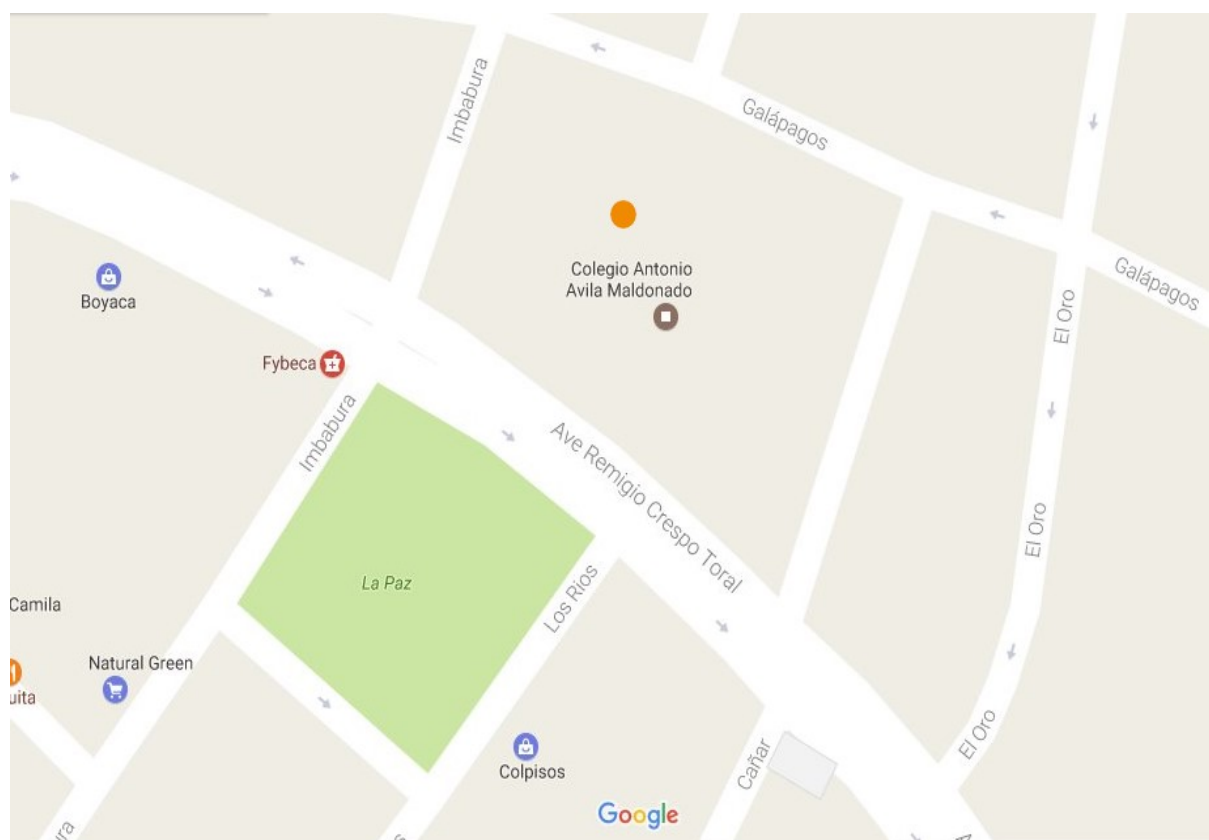


Figura 15. Ubicación geográfica del colegio

Fuente: www.google.co.ve/maps

La mayor parte de los bloques de la infraestructura tiene alrededor de 90 años de construcción. Todos los elementos estructurales, losas, vigas y columnas son de hormigón armado, la edificación consta de dos (2) plantas en su totalidad y se encuentra fundada sobre zapatas aisladas. El uso del edificio como institución pública, se ha mantenido desde su origen pero debido a su edad algunas partes de la estructura han sufrido un gran deterioro ya sea por agentes atmosféricos o biológicos.

A continuación se presenta un esquema en planta del Colegio ANTONIO ÁVILA MALDONADO:



Figura 16. Planta baja

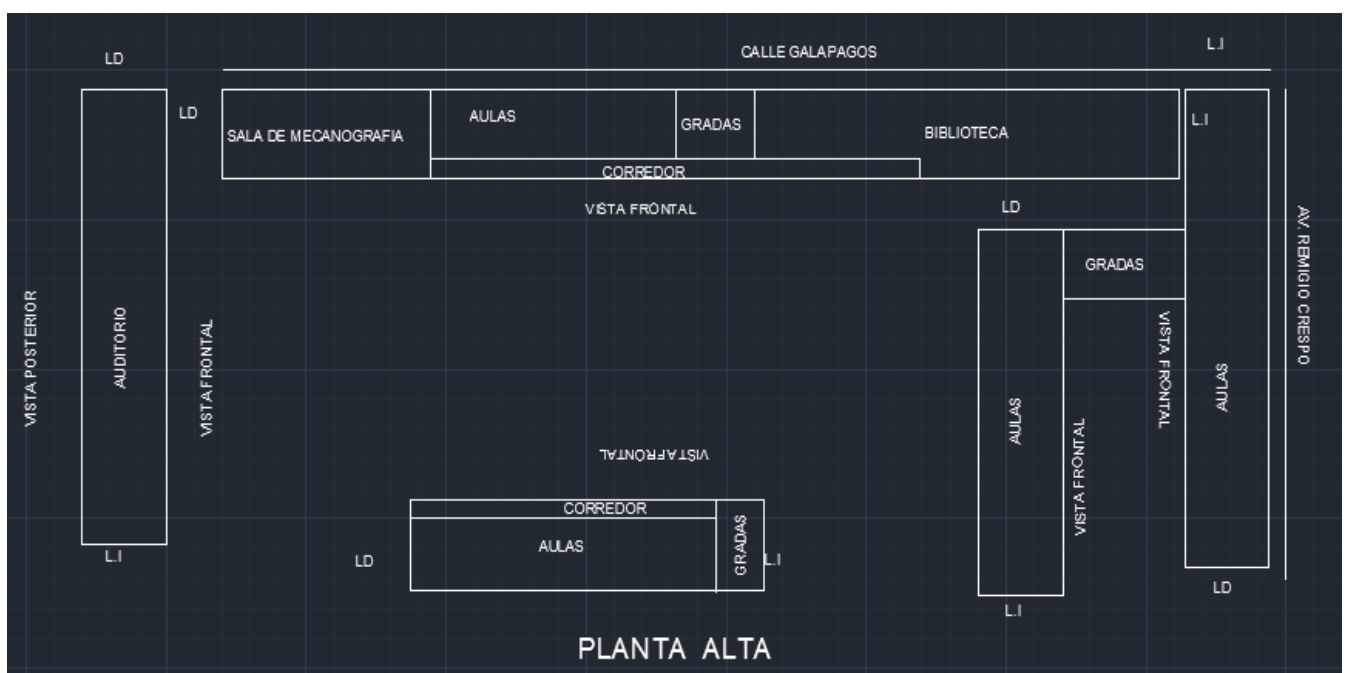


Figura 17. Planta alta

3.2 Evaluación y diagnóstico del estado estructural.

Primero se realizó una inspección preliminar, que tuvo por objetivo determinar las condiciones iniciales de la infraestructura antes de la intervención. Una de las características de esta etapa es que se realizó sin ningún equipo, ya que se recolectó información de forma verbal y gráfica tanto de fuentes públicas como privadas. Posteriormente se realizó una inspección visual, con levantamiento de daños



encontrados, mediante fichas de inspección y finalmente se tomó una decisión para realizar una serie de ensayos de tipo, semi-destructivo y no destructivo para poder dar recomendaciones de solución inmediata.

3.2.1 Inspección preliminar.

En la primera visita al Colegio pudimos entrevistar a docentes de la institución, tales como: rector, vicerrector, secretarias, conserje, etc. Gustavo Pinos rector del Colegio en conjunto con las secretarias nos permitieron el acceso a información archivada de planos de la institución, de donde se pudo obtener copias de planos estructurales de la parte más actual del Colegio (ver *Anexo 1*), mas no de toda la institución como se esperaba. Oscar Macías conserje del colegio durante aproximadamente 40 años, nos dio a conocer que la infraestructura fue construida por partes. Los bloques 3, 4, 5 y 6 (**Figura 18, Figura 19**) fueron construidos en primera instancia hace 90 años lo cual se corroboró con la fecha de creación del colegio, posteriormente en el año 1990 aproximadamente se construyó la primera planta del bloque 2 para usarlo como departamento de secretaría, centro de cómputo y baños, en 1994 se construye la primera planta del bloque 1 para usarlo como departamento de rectorado y la parte posterior sirvió para ampliar el centro de cómputo uniendo los bloques 1 y 2 (ver **Figura 16**) y finalmente por ese mismo año se construye una ampliación sobre los bloques 1 y 2, dicha segunda planta se usa como auditorio o sala de uso múltiple (ver **Figura 17**) siendo estos bloques los más actuales. También se pudo observar que los bloques 1 y 2 es decir los más actuales son los que presentan mayores daños tanto en la parte frontal como posterior se observó deflexiones excesivas en las vigas y parte de la losa (ver *Anexo 2*).

No se logró contactar al Arquitecto responsable del diseño y calculo estructural de la parte más actual del Colegio (bloques 1 y 2) y tampoco se pudo obtener más información de otras fuentes.

3.2.2 Inspección visual.

En esta etapa se recopilara información sobre las patologías que presenta la infraestructura, y estas servirán como base para la diagnosis y la elaboración del plan de rehabilitación del Colegio.

La inspección visual consistió en un recorrido que nos permitió el reconocimiento de las diferentes patologías localizadas en elementos o estructuras críticas, por lo cual fue necesario subdividir la infraestructura en seis bloques como se muestra a continuación.

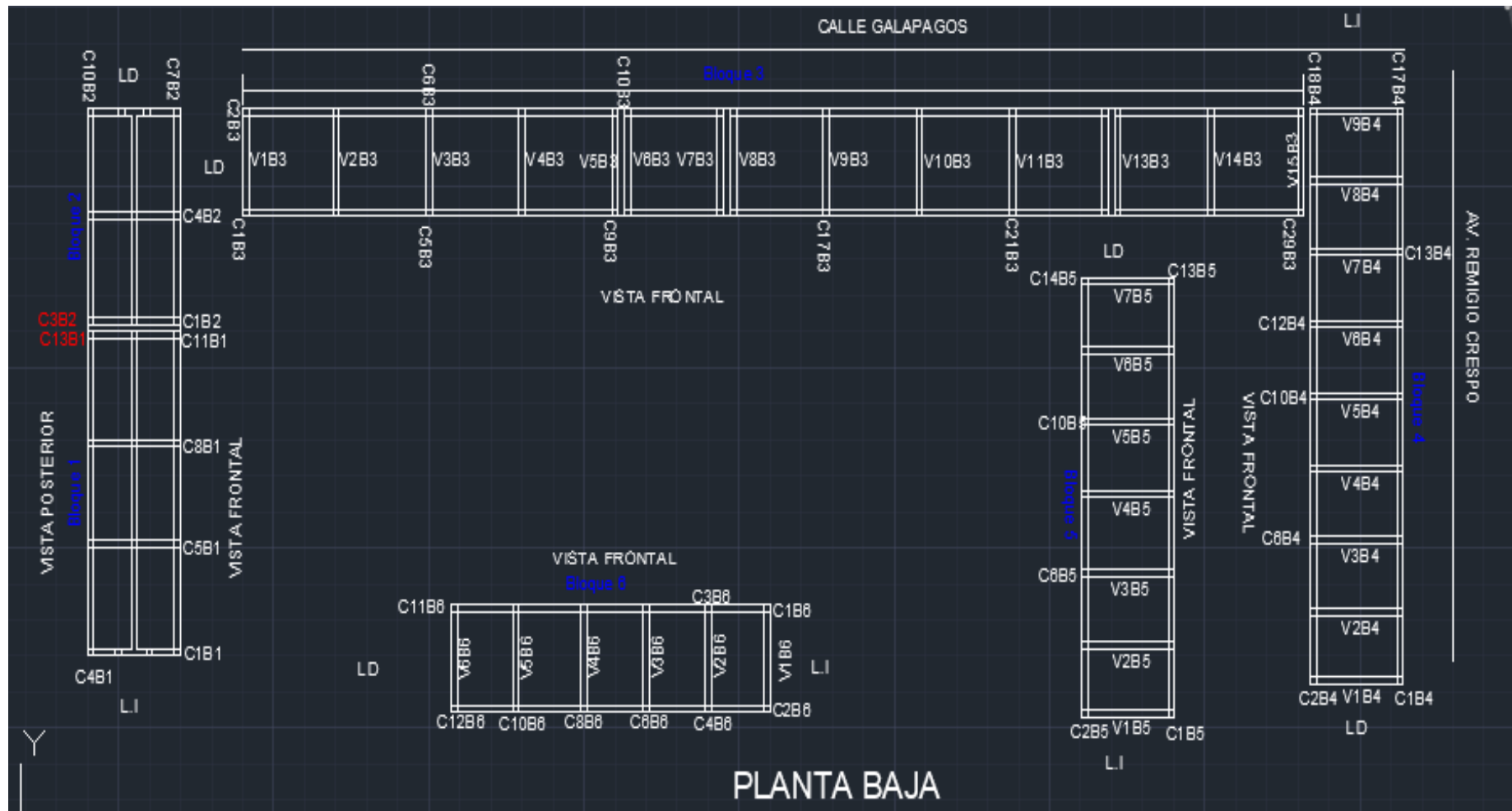


Figura 18. División en bloques de la plata baja

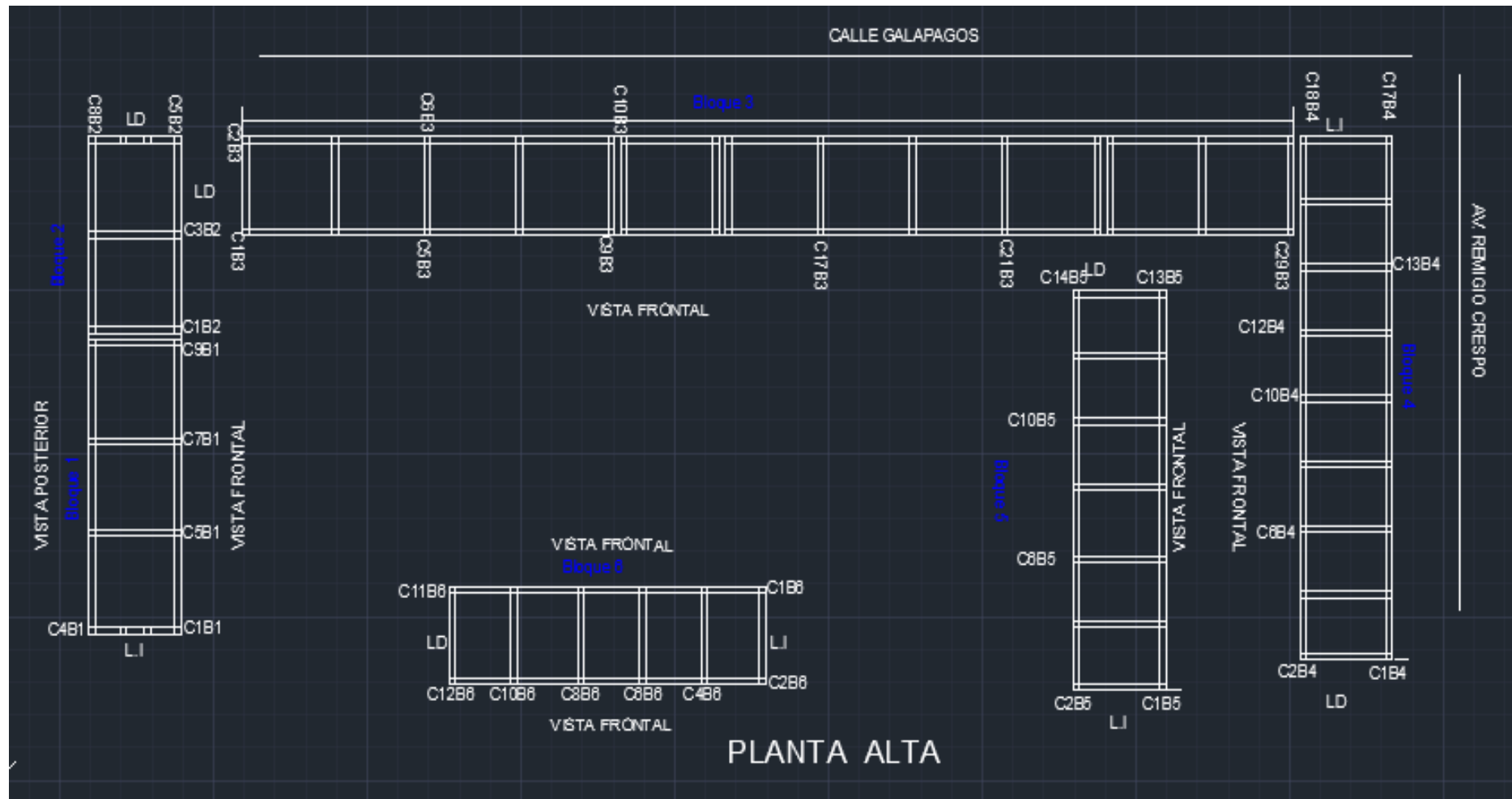


Figura 19. División en bloques de la planta alta

3.2.3 Fichas de recopilación de información.

El proceso de recopilación de la información se lo realizó enteramente a través del método observacional basado en hipótesis con el objetivo de llegar a un diagnóstico, para lo cual fueron necesarias varias visitas a la edificación. A través de este método, se busca detectar las lesiones existentes, para luego caracterizarlas dentro de un mismo grupo y en caso de ser necesario independizar lesiones y procesos patológicos distintos, a continuación se da a conocer las fichas de inspección recopiladas:

Valoración del suelo.					Determinar			
Edificación	Número de plantas	Edad (años)	Excavación de calicata	Clasificación del suelo (SUCS)	Cohesión "c"	Ángulo de fricción interna " Φ "	Peso específico del suelo	Capacidad portante del suelo.
Bloque 1	2	23						
Bloque 2	2	27	x	x	x	x	x	x
Bloque 3	2	90						
Bloque 4	2	90						
Bloque 5	2	90						
Bloque 6	2	90						

Ficha 1. Inspección visual para valoración del suelo.

Ensayos al hormigón.		Ensayos no destructivos				Ensayos destructivos		
Edificación	Número de plantas	Edad (años)	Avance del frente de carbonatación y vida remanente de la estructura	Esclerometría	Eflorescencias	Humedades	Extracción de núcleos	Resistencia a compresión simple del hormigón
Bloque 1	2	23	x	x	x	x	x	x
Bloque 2	2	27	x	x	x	x	x	x
Bloque 3	2	90	x	x	x	x	x	x
Bloque 4	2	90	x	x	x	x	x	x
Bloque 5	2	90	x	x	x	x	x	x
Bloque 6	2	90	x	x	x	x	x	x

Ficha 2. Inspección visual para realizar ensayos al hormigón.



Modelación estructural						
Edificación	Número de plantas	Edad (años)	Levantamiento geométrico de elementos estructurales principales	Comparación de planos con el levantamiento geométrico en campo	Verificación de cuantías del acero	Modelación estructural (SAP)
Bloque 1	2	23	x	x	x	x
Bloque 2	2	27	x	x	x	x
Bloque 3	2	90				
Bloque 4	2	90				
Bloque 5	2	90				
Bloque 6	2	90				

Ficha 3. Inspección visual para modelación estructural de los bloques críticos.

4. METODOLOGÍA.

4.1 Valoración del suelo.

4.1.1 Calicata.

Se contrató mano de obra para la excavación de una calicata de dimensiones 1.5m de ancho por 3.20m de largo, hasta la profundidad de cimentación que fue de 0.80m. Una vez realizada la excavación se tomó una muestra de suelo, la muestra se colocó en una funda de plástico para mantener su humedad natural hasta ser trasladada al laboratorio de suelos de la Universidad de Cuenca. Dicha calicata se encuentra junto a las columnas C13B1 y C3B2 de la primera planta de los bloques B1 y B2 respectivamente (ver Figura 18 letras de color rojo).



Imagen 1. Calicata usada para toma de muestras de suelo

4.1.2 Clasificación del suelo.

En el laboratorio se dio lugar al cálculo de la humedad natural del suelo, para lo cual se tomó 3 muestras diferentes del suelo se determinó sus pesos húmedos (W_h) se colocó las muestras en el horno durante 24h y luego se tomó los pesos secos (W_s), finalmente se calculó los porcentajes de humedad natural promediando los tres valores.

La granulometría se realizó tanto para el árido grueso como para el árido fino. Para el árido grueso mediante cuarteo se tomó una porción de suelo de 7kg luego se colocó en el horno durante 24h, una vez seca la muestra se procedió al tamizado y finalmente se anotó los pesos retenidos en cada tamiz (ver Anexo 3). Para el árido fino se tomó una porción de suelo de 430gr del fondo de la serie de tamices de la granulometría del árido grueso, y a través del tamiz #200 se procedió al lavado de finos hasta que el agua salga completamente limpia, una vez seco el material lo tamizamos para luego anotar los pesos retenidos en cada tamiz (ver Anexo 4). A continuación mediante una transformación se obtuvo la granulometría combinada y de aquí los porcentajes de arena, grava y finos, finalmente se dibujó la curva granulométrica para luego obtener los valores de los coeficiente de uniformidad y curvatura.



Para determinar el límite líquido, tomamos una muestra del material que pasa el tamiz #40 mezclamos con agua hasta conseguir una consistencia parecida a la plastilina, luego colocamos el material en el equipo denominado cuchara de Casagrande enrasamos y trazamos una ranura en medio de la cuchara, giramos la manecilla del aparato y contamos el número de golpes hasta que se vuelva a unir la ranura, el procedimiento se repitió con 5 humedades diferentes y en cada caso se determinó la humedad y el número de golpes (ver *Anexo 5*). Por último se trazó la gráfica de humedad vs número de golpes, denominada curva de flujo para límite líquido.

Para determinar el límite plástico (LP), tomamos una muestra de material que pase el tamiz #40, mezclamos el material con agua hasta conseguir una consistencia similar a la plastilina luego la amasamos con nuestras manos y la hicimos rodar sobre una superficie plana de vidrio hasta conseguir cilindros de 3mm de diámetro, luego doblamos y amasamos nuevamente y volvimos a conformar los cilindros de 3mm de diámetro el procedimiento se repitió hasta q el cilindro empiece agrietarse al llegar a los 3mm, finalmente pesamos, secamos y obtuvimos las humedades (ver *Anexo 6*).

Finalmente mediante el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), se determinó el tipo de suelo.

4.1.3 Peso específico del suelo.

Se utilizó el método del cono de arena.

Debido a la carencia de arena de Ottawa en el laboratorio, se tuvo que preparar otro tipo de arena para el ensayo, se tomó una muestra de arena la suficiente para llenar el botellón del equipo de ensayo, posteriormente se lavó y se cribó por los tamices #10 y #40, siendo útil el material retenido en el tamiz #40, finalmente se dejó secar la arena en el horno durante 24h. Una vez seco el material se procedió a calcular el peso específico seco de la arena con el método del picnómetro que consiste en tomar una muestra de arena seca y sumergirla en una probeta milimetrada o picnómetro para luego anotar el volumen de agua desplazado (ver *Anexo 7*).

Conocido el peso específico seco de la arena, se llenó el botellón de vidrio del equipo de ensayo para luego pesarlo (W_1 =peso antes). En el campo se procedió a limpiar la vegetación para poder colocar la placa con orificio, luego se excavó para obtener una muestra inalterada de suelo para el ensayo la misma que fue colocada en fundas de plástico para mantener su humedad, una vez excavado el hueco se colocó el equipo de ensayo sobre la placa y se abrió la llave de paso de arena hasta llenar el hueco y el cono, finalmente se volvió a pesar el equipo de ensayo (W_2 =peso después) con la cantidad de arena restante (ver *Anexo 8*).

4.1.4 Estimación de la cohesión “c” y el ángulo de fricción interna “ Φ ”.

Ahora bien, debido a las características del suelo no fue posible realizar el ensayo de corte directo, mediante el cual se pensaba determinar el valor de la cohesión (c) y el ángulo de fricción interna (Φ) del suelo sometido a esfuerzos cortantes. Razón por la cual los valores de c y Φ fueron estimados mediante las siguientes tablas.

Tabla 12. Propiedades promedio de ingeniería para suelos compactos.

			Compaction				Shear strength				Values listed
			laboratory		index unit weighth		Avg. Placement		effective stress		
USCS soil type	Specific gravity No.4 minus	No.4 plus	Maximum unit weight (lb/ft3)	Optimum moisture content %	Max (lb/ft3)	Min (lb/ft3)	unit weight (lb/ft3)	mois- ture content %	c lb/in 2	Φ degrees	
GP	2.68	2.57	121.7	11.2	137.2	112.5	127.5	6.5	5.9	41.4	average of all values
	0.03	0.07	5.9	2.2	6.3	8.3	7.2	1.2	-	2.5	standard deviation
	2.61	2.42	104.9	9.1	118.3	85.9	117.4	5.3	5.9	38	minimum value
	2.76	2.65	127.7	17.7	148.8	123.7	133.9	8	5.9	43.7	maximum value
	35	12	15		34		3				total number of tests

Fuente: United States Department of the Interior, BUREAU OF RECLAMATION (1987), Design of Small Dams.

Tabla 13. Propiedades promedio para suelos densos y sueltos.

Material	Compacidad	Densidad seca (gr/cm ³)	Índice de poros (e)	Ángulo de fricción interna (Φ)
GW	Densa	2.21	0.22	40
	Medianamente densa	2.08	0.28	36
	Suelta	1.97	0.36	32
GP	Densa	2.04	0.33	38
	Medianamente densa	1.92	0.39	35
	Suelta	1.83	0.47	32
SW	Densa	1.89	0.43	37
	Medianamente densa	1.79	0.49	34
	Suelta	1.70	0.57	30
SP	Densa	1.76	0.52	36
	Medianamente densa	1.67	0.60	33
	Suelta	1.59	0.65	29
SM	Densa	1.65	0.62	35
	Medianamente densa	1.55	0.74	32
	Suelta	1.49	0.80	29
ML	Densa	1.49	0.80	33
	Medianamente densa	1.41	0.90	31
	Suelta	1.35	1	27
CL		2.15-1.5		28-25
MH		2.15-1.6		25-22
CH		2.15-1.7		20-17

Fuente: LEONI, Augusto José. (2005). Geotecnia I. Investigaciones geotécnicas.

Tabla 14. Valoración del suelo según SUCS.

Tipo	Valor como terreno de apoyo	Valor como subbase	Valor como base	Compresibilidad y expansión	Drenaje	Peso unitario seco t/m3
GP	Bueno a excelente	Bueno	Regular a bueno	Casi ninguna	Excelente	1.76-2.24

4.1.5 Capacidad portante del suelo.

Finalmente con los valores estimado de cohesión (c), el ángulo de fricción interna (Φ), los factores de capacidad de carga N_y , N_q , N_c obtenidos de la **Tabla 7**, el peso específico del suelo γ obtenido mediante el método del cono de arena, el ancho de la zapata (B) y la profundidad de cimentación (D_f) obtenida de los planos se determinó la capacidad portante del suelo con un factor de seguridad $FS = 3$.

4.2 Pruebas realizadas al hormigón.

4.2.1 Ensayos de carbonatación.

Con la finalidad de identificar los niveles del frente carbonatado del hormigón en elementos estructurales principales, se realizó ensayos sobre la superficie del concreto utilizando fenolftaleína líquida como agente reactivo. Se llevó a cabo un total de 94 perforaciones manualmente con cincel y martillo para posteriormente realizar el ensayo de carbonatación. Las perforaciones se realizaron en diferentes puntos de la infraestructura, distribuidos de manera aleatoria entre losas, vigas y columnas tanto de la primera como de la segunda planta de toda la edificación (ver *Anexo 9*).

Para los bloques 1 y 2 no fue posible realizar el ensayo en las vigas, debido a que las mismas se encuentran embebidas en la losa.

Para determinar el espesor del recubrimiento se escarifico una cara de una columna por cada uno de los bloques y se asumió el mismo recubrimiento para los demás elementos.

4.2.2 Ensayos de esclerometría.

Indirectamente con el fin de tener una aproximación del valor de la resistencia a la compresión simple del hormigón de cada bloque, se preparó la superficie de ensayo mediante un cepillado. Los disparos fueron ejecutados de manera perpendicular a la superficie de ensayo y cada valor de índice esclerométrico (q) fue registrado, se realizó un número estadísticamente significativo de 12 disparos por cada elemento sobre la superficie lisa a una separación mínima de 2.5cm de los diferentes elementos estructurales, tales como vigas, columnas y losas (ver *Anexo 10*).

Finalmente se verificó que más del 20% de todas las lecturas no difieran de la mediana en más de seis unidades para no descartar la totalidad de lecturas.



4.2.3 Extracción de núcleos.

Debido al comportamiento anormal diferente de cada bloque que conforma la infraestructura, y con la finalidad de crear una curva personalizada general para los elementos estructurales en estudio, fue necesario extraer varias muestras con el taladro extractor de núcleos. Se extrajo en total ocho (8) núcleos, en un principio uno de cada bloque y posteriormente dos (2) núcleos más debido a las resistencias bajas que presentaban las muestras de los bloques 2 y 6, continuamente los núcleos fueron ensayados en la prensa del laboratorio de suelos de la Universidad de Cuenca (ver *Anexo 11*). En cada extracción y ensayo se puso mucho énfasis para tratar de evitar el mayor número de factores de corrección, como por ejemplo, se usó un escáner de armaduras para localizar el punto exacto para la extracción, se evitó extraer el núcleo en una dirección paralela al hormigonado, se curó los núcleos durante 2 días en una piscina de agua, se hizo un refrentado de las dos caras del cilindro con azufre para mantener la horizontalidad al momento del ensayo, etc. Sin embargo fue necesario hacer las respectivas correcciones por esbeltez según la **Tabla 11** mencionada en la sección 2.4.3.1 del presente trabajo.

4.2.4 Eflorescencias.

Las eflorescencias en este caso no son representativas en gran magnitud, debido a que los bloques 3 y 4 son los únicos que presentan esta patología, tanto en paredes internas como externas. Las eflorescencias se determinaron mediante inspección visual en un recorrido por toda la edificación.

4.2.5 Humedades.

Casi en todas las estructuras con losa de hormigón armado existe el problema de estanqueidad de agua. El caso en estudio no es la excepción ya que la mayoría de los bloques presentan daños severos tanto internos como externos, debido a la filtración de agua en las losas. La determinación de humedades se hizo mediante inspección visual para lo cual fue necesario acceder a las losas de cada uno de los bloques con la ayuda de una escalera aquí se pudo constatar la falta de mantenimiento de los sumideros de agua lluvia y la falta de impermeabilización de las losas, lo cual ha permitido la filtración de agua causando humedades internas.

4.3 Levantamiento y modelación estructural.

4.3.1 Inspección de campo y comparación con planos estructurales.

Primeramente se hizo una revisión de planos estructurales, recolectados al inicio de la investigación. De dicha revisión se pudo constatar planos estructurales únicamente del bloque1 (ver Anexo 1) y se descartó la existencia de planos del bloque2, razón por la cual fue necesario indagar a docentes de la institución acerca de la construcción del bloque2. El Sr. Oscar Macías conserje del colegio, dio a conocer que en primer lugar fue construida la primera planta del bloque2 y años más tarde en 1994 se construyó la segunda planta del bloque2, así como también la primera y segunda planta del bloque1 junto al bloque2. La segunda planta del bloque1 y 2 es usada en conjunto como un solo auditorio con capacidad para 800 personas.

Se hizo un levantamiento en planta para determinar la distribución de vigas y columnas tanto para la primera como para la segunda planta de los bloques 1 y 2. Finalmente con la ayuda de un flexómetro, una cinta métrica y los planos estructurales del bloque1 se procedió a verificar la configuración geométrica de la estructura como por ejemplo: número de plantas, largo, ancho, distancia entre columnas, secciones de las columnas, recubrimientos del acero de refuerzo, tipo de losa etc. Además se verifico que no existan ampliaciones que no consten en los planos para esto se comparó el levantamiento en planta de la distribución de vigas y columnas con los planos existentes. Para verificar el acero de refuerzo se procedió a escarificar una de las cuatro caras de una columna cualquiera tomada al azar, hasta encontrar el acero de refuerzo para luego medir el diámetro de las varillas, espaciamiento entre estribos y el recubrimiento, se eligió la columna C4B1 de la primera planta del bloque1 y la columna C10B2 de la primera planta del bloque2. Finalmente con la ayuda del detector de armaduras se comprobó la presencia de armadura en todas las columnas restantes.

4.3.2 Modelación estructural.

Para la modelación de la edificación del bloque1 se utilizó el programa SAP 2000.V18 con el cual se hizo un análisis estático mediante elementos finitos. Para esto se utilizó todos los datos que se tenía al alcance, principalmente los planos estructurales los cuales daban a conocer la distribución de vigas y columnas, sus secciones geométricas, acero de refuerzo etc. También fue necesario utilizar el resultado obtenido de la resistencia a compresión simple del hormigón ($f'c=290$ kg/cm² para el bloque1). El peso propio de la estructura está considerado dentro del programa, la estimación de cargas para la estructura y las combinaciones de carga se dan a conocer a continuación.

Cargas estimadas					
# de PLANTA	Elemento	Carga muerta	# de PLANTA	Elemento	Carga muerta
		(kg/m ²)			(kg/m ²)
1	paredes	170	2	instalaciones	50
	instalaciones	50		–	–
	mortero de nivelación	35		Cielo raso	5
	baldosa	35		baldosa	55
	TOTAL	290		TOTAL	55
	Uso	Carga viva		Uso	Carga viva
		(kg/m ²)			(kg/m ²)
	Auditorio	480		Cubierta	70
	TOTAL	480		TOTAL	70



Combinaciones de carga	
<u>Combo1</u>	1.4D
<u>Combo2</u>	1.2D+1.6L

Suposiciones:

- Se escarifico solo una columna tanto para el bloque 1 como para el bloque 2 y se asumió que todas las demás columnas coincidían con lo planificado.
- Se asumió que la distribución de columnas y vigas está acorde a los planos o al levantamiento (ver **Figura 20**, **Figura 21**) ya que la distribución de vigas no se pudo constatar debido que se trata de una losa con vigas embebidas.
- Se asumió los tipos de vigas según las figuras **Figura 20** y **Figura 21**.
- Se asumió los tipos de columnas según los planos como se puede ver en *Anexo 1*.
- Para la modelación estructural se asumió una resistencia a la compresión simple del hormigón igual a la obtenida en la calibración de esclerometria con núcleos.

5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN.

5.1 Clasificación del suelo mediante (SUCS).

La humedad natural del suelo se determinó mediante la ecuación (4):

Muestra	Peso húmedo (gr)	Peso seco (gr)	Humedad (%)
1	100.66	87.44	15.12
2	92.26	80	15.33
3	89.65	77.65	15.45
promedio de humedad		15.3	%

Humedad natural del suelo.

A continuación se da a conocer los resultados de la granulometría.

- **Árido grueso.**

Muestra 7kg

TAMIZ	ABERTURA MM	PESO RETENIDO (gr)	% RETENIDO	%ACUMULADO RETENIDO	PASANTE
1"1/2	30,100	838	11.97	11.97	88.03
1"	25,400	918	13.11	25.09	74.91
3/4"	19,050	550	7.86	32.94	67.06
1/2"	12,500	624	8.91	41.86	58.14
3/8"	9,520	356	5.09	46.94	53.06
#4	4,750	740	10.57	57.51	42.49
FONDO		2974	42.49	100.00	0.00
TOTAL:		7000	100.00		

Datos de laboratorio de pesos retenidos para árido grueso.

- **Árido fino.**

Muestra 430gr

TAMIZ	ABERTURA MM	PESO RETENIDO (gr)	% RETENIDO	%ACUMULADO RETENIDO	PASANTE
#10	2,000	95.90	22.30	22.30	77.70
#40	0,425	230.10	53.51	75.81	24.19
#100	,0150	89.30	20.77	96.58	3.42
#200	0,075	12.40	2.88	99.47	0.53
FONDO		2.30	0.53	100.00	0.00
TOTAL		430	100.00		

Datos de laboratorio de pesos retenidos para árido fino.

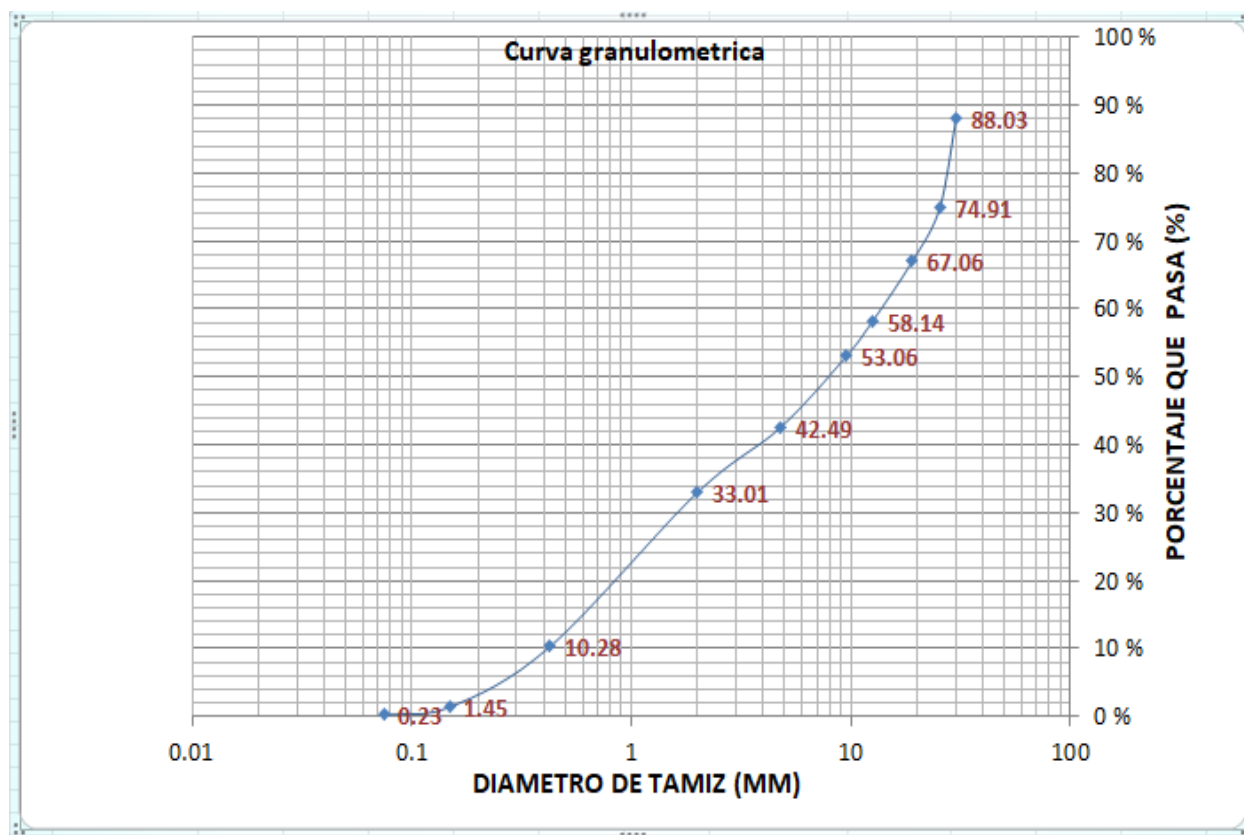


- **Combinado.**

Muestra 7430gr

TAMIZ	ABERTURA MM	PESO RETENIDO (gr)	% RETENIDO	%ACUMULADO RETENIDO PASANTE	
1"1/2	30.100	838	11.97	11.97	88.03
1"	25.400	918	13.11	25.09	74.91
3/4"	19.050	550	7.86	32.94	67.06
1/2"	12.500	624	8.91	41.86	58.14
3/8"	9.520	356	5.09	46.94	53.06
#4	4.750	740	10.57	57.51	42.49
#10	2.000	663.27	9.48	66.99	33.01
#40	0.425	1591.44	22.73	89.72	10.28
#100	0.150	617.62	8.82	98.55	1.45
#200	0.075	85.76	1.23	99.77	0.23
FONDO		15.91	0.23	100.00	0.00
TOTAL		7000	100.00		

Datos de laboratorio de pesos retenidos para áridos gruesos y finos.



Curva granulométrica.

De la granulometría combinada se obtuvo el porcentaje de grava (material retenido en el tamiz #4), el porcentaje de arena (material pasante el tamiz #4 y retenido en el tamiz #200) y el porcentaje de limos (material pasante el tamiz #200).

GRAVA	57.51%
ARENA	42.26%
FINOS (limos y arcilla)	0.23%

Porcentajes grava, arena y finos.

De la curva granulométrica mediante interpolación se obtuvo los diámetros de los tamices que dejan pasar el 10%, 30% y 60% respectivamente.

D10	0.416	mm
D30	1.791	mm
D60	13.865	mm

Diámetros.

Para el cálculo de los coeficientes de uniformidad (C_u) y curvatura (C_z) se usaron las ecuaciones (1) y (2) respectivamente.

C_u	33.30
C_z	0.56

Coeficientes.

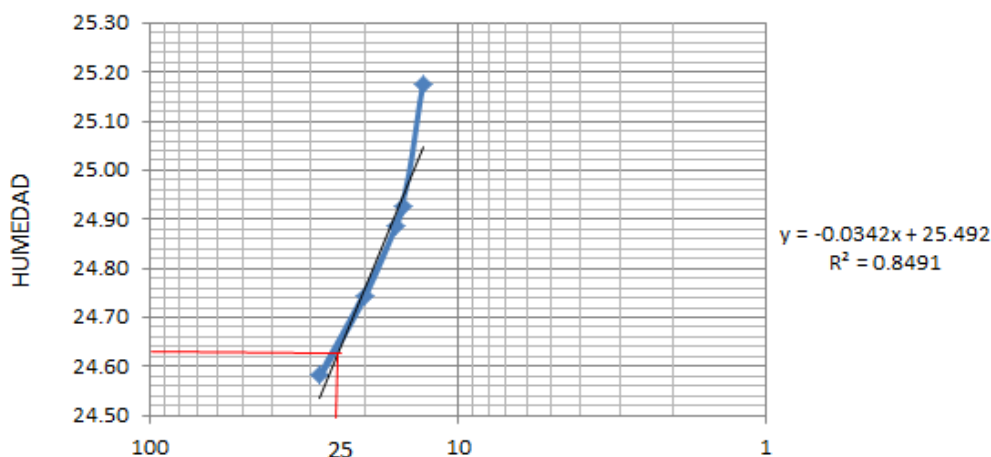
- Límite líquido.

# de golpes	Peso Húmedo	Peso Seco	Humedad
13	12.1	9.7	24.74
13	10.3	8.2	25.61
16	14.7	12	22.50
16	14	11	27.27
28	14	11.3	23.89
28	11.4	9.1	25.27
20	13	10.49	23.93
20	14	11.15	25.56
15	12.6	10.15	24.14
15	13.2	10.5	25.71

Humedades.

#GOLPES	humedad promedio
13	25.18
16	24.89
28	24.58
20	24.74
15	24.93

Promedio de humedades.



Curva de flujo para el Límite líquido.

De la curva de flujo se obtuvo el valor del límite líquido para un número de golpes igual a 25.

$$LL = 24.637$$

- Límite plástico.

Peso húmedo	Peso seco	Humedad
2.7	2.3	17.39
2.7	2.2	22.73
2.7	2.2	22.73
Promedio	LP=	20.95

Límite plástico.

- Índice plástico (IP)

$$IP = LL - LP$$

$$IP = 3.72$$

De acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y comparando los resultados de la granulometría, límite líquido e índice plástico además de la **Tabla 1**, **Figura 1** y **Tabla 4** se obtienen los siguientes resultados:

Es un suelo tipo grava.

Con un porcentaje de limos y arcilla de 0.23%.

No cumple ambos criterios para un suelo de tipo GW, entonces es un suelo **tipo GP**.

Tiene un porcentaje de arena de 42.26% >15% y por lo tanto se clasifica como una grava mal graduada con arena [8].

5.2 Peso específico del suelo

Para el cálculo del peso específico de la arena mediante el método del picnómetro se utilizó la ecuación:

$$\rho(\text{arena}) = \frac{\text{peso seco de la muestra de arena}}{\text{volumen desplazado}}$$

Peso arena seca W_s	Volumen desplazado V_a	Peso específico seco
(gr)	(cm ³)	(gr/cm ³)
200	130	1.54

Peso específico de la arena – método del picnómetro

El cálculo del peso específico seco del suelo se realizó de la siguiente manera.

	Simbología	Peso (gr)
Botellón + arena + cono (antes)	W1	7532.6
Botellón + arena + cono (después)	W2	3758.5
Arena que llena el cono	W3	1510.2
Muestra de suelo húmedo (volumen del hueco)	Wh	3455.3
Muestra de suelo seco (volumen del hueco)	Ws	2956.1

Peso específico seco de la arena (gr/cm ³)	d	1.54
--	---	------

- **Cálculos:**

La ecuación (4) se usó para calcular la humedad del suelo (**w**):

$$w = \frac{(3455.3 - 2956.1) * 100}{2956.1} = 16.88\%$$

El porcentaje de humedad del suelo obtenido el día que se realizó la calicata fue de 22.95%, el mismo que varía en relación al porcentaje de humedad del suelo obtenido el día que se realizó la determinación del peso específico del suelo mediante el método del cono de arena que fue de 16.88%, esta variación de porcentajes se debe a la variación del clima de lluvioso a soleado en el tiempo transcurrido entre los ensayos.

Peso seco del suelo (**ws**):

$$ws = 2956.1 \text{ gr}$$

Volumen del agujero (**V**) se determinó mediante la ecuación (5):

$$V = \frac{7532.6 - 3758.5 - 1510.2}{1.54} = 1470.06 \text{ cm}^3$$

Peso específico seco del suelo en campo (ρ_{seco}):

$$\rho_{seco} = \frac{WS}{V}$$

$$\rho_{seco} = \frac{2956.1}{1470.06} = 2.01 \text{ gr/cm}^3$$

$$\rho_{seco} = 20.1 \text{ KN/m}^3$$

5.3 Estimación de la cohesión “c” y el ángulo de fricción interna “ Φ ”

Con el valor de densidad de suelo seco obtenido igual a $\rho_{seco} = 2.01 \text{ gr/cm}^3$ y los valores de las **Tabla 12**, **Tabla 13** y **Tabla 14** se puede deducir que se trata de un suelo de compactidad media o alta, el valor del ángulo de fricción interna puede encontrarse entre 35° y 38° , para ser un poco conservadores y no sobre estimar valores se tomó $\Phi = 35^\circ$ y la cohesión $c = 0 \text{ kg/cm}^2$ debido a que casi todos los suelos granulares presentan una cohesión casi nula.

5.4 Capacidad portante del suelo.

A continuación se presenta el cuadro de resumen de los diferentes valores obtenidos mediante ensayos y tablas. El valor del ancho de cimentación (B) y la profundidad de desplante (Df) se obtuvieron de los planos estructurales existentes (ver *Anexo 1*).

Factor	Símbolo	Valor	Unidades
Ángulo de fricción interna	Φ	35	°
Cohesión	c	0	kg/cm ²
Densidad del suelo seco	γ	2.01	gr/cm ³
Ancho zapata	B	120	cm
Profundidad de desplante	Df	80	cm
	Nq	33.3	-
	N γ	48.03	-
	Nc	46.12	-
	FS	3	-

• Cálculos:

Para determinar la capacidad de carga límite del suelo se utilizó la ecuación (7):

Finalmente con un factor de seguridad $FS = 3$ se determinó la capacidad portante del suelo mediante la ecuación (3):

q_u	11147 gr/cm ²
q_u	11.15 kg/cm ²
q_{ad}	≈ 3.5 kg/cm ²

De los resultados de los ensayos efectuados al suelo se sabe que dicho suelo pertenece al símbolo de grupo GP (gravas pobremente graduadas, mezclas de grava y arena, poco o ningún fino). El tamaño máximo nominal de las partículas es aproximadamente 15cm, razón por la cual no es representativo tomar muestras con los anillos para el ensayo de corte directo. Según la valoración del suelo por SUCS se puede decir que es un suelo con un grado de compresibilidad y expansión casi nulo con excelente capacidad de drenaje. El riesgo que en este tipo de suelos se produzca un asentamiento es muy bajo y además su capacidad de carga es alta $q_{ad} \approx 3.5$ kg/cm².

En los cimientos de la parte posterior de los bloques 1 y 2 como se puede ver en el **Anexo 12**, no se observa rotación de las zapatas, tampoco hinchamiento del suelo a los lados de la cimentación ni movimiento vertical de la cimentación por compresión del suelo debajo de ella razones por las que se descarta cualquier tipo de falla a cortante bajo la cimentación.

5.5 Frente de carbonatación.

A continuación se presentan los resultados del avance del frente de carbonatación en elementos estructurales principales (vigas, columnas y losa), correspondientes a la primera planta (ver **Figura 18**) elegidos de manera aleatoria de cada uno de los seis (6) bloques que conforman la infraestructura. No se realizó el ensayo en las vigas debido que estas se encuentran embebidas en la losa alivianada.

BLOQUE 1	Elemento	Planta	Profundidad de carbonatación (cm)	Recubrimiento (cm)	Observaciones
	C1B1	1	0.3	5	La carbonatación no es pronunciada
	C4B1	1	0.2	5	La carbonatación no es pronunciada
	C7B1	1	0.3	5	La carbonatación no es pronunciada
	C10B1	1	0.2	5	La carbonatación no es pronunciada
	C11B1	1	0.2	5	La carbonatación no es pronunciada
	C13B1	1	0.2	5	La carbonatación no es pronunciada
	L1B1	1	0.2	5	La carbonatación no es pronunciada



BLOQUE 2	Elemento	Planta	Profundidad de carbonatación (cm)	Recubrimiento (cm)	Observaciones
	C1B2	1	1.8	2	La carbonatación alcanza el 90% del espesor del recubrimiento
	C3B2	1	2	2	La carbonatación ha penetrado hasta el acero de refuerzo.
	C4B2	1	4	2	La carbonatación ha penetrado hasta el acero de refuerzo.
	C6B2	1	2.3	2	La carbonatación ha penetrado hasta el acero de refuerzo.
	C7B2	1	2.5	2	La carbonatación ha penetrado hasta el acero de refuerzo.
	C8B2	1	2.8	2	La carbonatación ha penetrado hasta el acero de refuerzo.
	C9B2	1	4.3	2	La carbonatación ha penetrado hasta el acero de refuerzo.
	C10B2	1	2	2	La carbonatación ha penetrado hasta el acero de refuerzo.



BLOQUE 3	Elemento	Planta	Profundidad de carbonatación (cm)	Recubrimiento (cm)	Observaciones
	C1B3	1	2.1	5	La carbonatación alcanza el 42% del espesor del recubrimiento
	C2B3	1	1.8	5	La carbonatación alcanza el 36% del espesor del recubrimiento
	C6B3	1	1.9	5	La carbonatación alcanza el 38% del espesor del recubrimiento
	C11B3	1	2	5	La carbonatación alcanza el 40% del espesor del recubrimiento
	C12B3	1	1.5	5	La carbonatación alcanza el 30% del espesor del recubrimiento
	C17B3	1	2	5	La carbonatación alcanza el 40% del espesor del recubrimiento
	C19B3	1	1.8	5	La carbonatación alcanza el 36 % del espesor del recubrimiento
	C20B3	1	1.5	5	La carbonatación alcanza el 30% del espesor del recubrimiento
	C27B3	1	2	5	La carbonatación alcanza el 40% del espesor del recubrimiento
	C28B3	1	1.9	5	La carbonatación alcanza el 38% del espesor del recubrimiento
	V1B3	1	1.9	5	La carbonatación alcanza el 38% del espesor del recubrimiento
	V4B3	1	1.9	5	La carbonatación alcanza el 38% del espesor del recubrimiento
	V8B3	1	1.8	5	La carbonatación alcanza el 36% del espesor del recubrimiento
	V11B3	1	1.9	5	La carbonatación alcanza el 38% del espesor del recubrimiento
	V13B3	1	1.9	5	La carbonatación alcanza el 38% del espesor del recubrimiento



BLOQUE 4	Elemento	Planta	Profundidad de carbonatación (cm)	Recubrimiento (cm)	Observaciones
	C5B4	1	1.2	5	La carbonatación alcanza el 24% del espesor del recubrimiento
	C6B4	1	1.6	5	La carbonatación alcanza el 32% del espesor del recubrimiento
	C9B4	1	2	5	La carbonatación alcanza el 40% del espesor del recubrimiento
	C10B4	1	1.9	5	La carbonatación alcanza el 38% del espesor del recubrimiento
	C13B4	1	1.3	5	La carbonatación alcanza el 26% del espesor del recubrimiento
	C15B4	1	1.5	5	La carbonatación alcanza el 30% del espesor del recubrimiento
	C16B4	1	1.5	5	La carbonatación alcanza el 30% del espesor del recubrimiento
	C18B4	1	1.6	5	La carbonatación alcanza el 32% del espesor del recubrimiento
	V1B4	1	1.5	5	La carbonatación alcanza el 30% del espesor del recubrimiento
	V3B4	1	1.3	5	La carbonatación alcanza el 26% del espesor del recubrimiento
	V6B4	1	1.6	5	La carbonatación alcanza el 32% del espesor del recubrimiento
	V9B4	1	1.7	5	La carbonatación alcanza el 34% del espesor del recubrimiento
BLOQUE 5	Elemento	Planta	Profundidad de carbonatación (cm)	Recubrimiento (cm)	Observaciones
	C1B5	1	1.8	5	La carbonatación alcanza el 36% del espesor del recubrimiento
	C3B5	1	1.3	5	La carbonatación alcanza el 26% del espesor del recubrimiento
	C4B5	1	2.1	5	La carbonatación alcanza el 42% del espesor del recubrimiento
	C8B5	1	1.7	5	La carbonatación alcanza el 34% del espesor del recubrimiento
	C9B5	1	1.2	5	La carbonatación alcanza el 24% del espesor del recubrimiento
	C10B5	1	1.5	5	La carbonatación alcanza el 30% del espesor del recubrimiento
	C11B5	1	1.5	5	La carbonatación alcanza el 30% del espesor del recubrimiento
	C12B5	1	1.9	5	La carbonatación alcanza el 38% del espesor del recubrimiento
	V1B5	1	2	5	La carbonatación alcanza el 40% del espesor del recubrimiento
	V3B5	1	2.1	5	La carbonatación alcanza el 42% del espesor del recubrimiento
	V5B5	1	2	5	La carbonatación alcanza el 40% del espesor del recubrimiento
	V7B5	1	1.8	5	La carbonatación alcanza el 36% del espesor del recubrimiento

BLOQUE 6	Elemento	Planta	Profundidad de carbonatación (cm)	Recubrimiento (cm)	Observaciones
	C1B6	1	1.5	5	La carbonatación alcanza el 30% del espesor del recubrimiento
	C3B6	1	1.9	5	La carbonatación alcanza el 38% del espesor del recubrimiento
	C4B6	1	2	5	La carbonatación alcanza el 40% del espesor del recubrimiento
	C6B6	1	1.5	5	La carbonatación alcanza el 30% del espesor del recubrimiento
	C10B6	1	2	5	La carbonatación alcanza el 40 % del espesor del recubrimiento
	C12B6	1	2.1	5	La carbonatación alcanza el 42% del espesor del recubrimiento
	V1B6	1	1.9	5	La carbonatación alcanza el 38% del espesor del recubrimiento
	V3B6	1	2	5	La carbonatación alcanza el 40% del espesor del recubrimiento
	V6B6	1	1.5	5	La carbonatación alcanza el 30% del espesor del recubrimiento

Resultados del avance del frente de carbonatación en elementos estructurales de la segunda planta (ver Figura 19), el ensayo se realizó únicamente en varias columnas tomadas de manera aleatoria, no se realizó el ensayo en las vigas debido al acceso complicado debido al cielo raso.

BLOQUE 1	Elemento	Planta	Profundidad de carbonatación (cm)	Recubrimiento (cm)	Observaciones
	C3B1	2	0.3	5	La carbonatación no es pronunciada
	C5B1	2	0.2	5	La carbonatación no es pronunciada
	C7B1	2	0.3	5	La carbonatación no es pronunciada
	C8B1	2	0.2	5	La carbonatación no es pronunciada

BLOQUE 2	Elemento	Planta	Profundidad de carbonatación (cm)	Recubrimiento (cm)	Observaciones
	C3B2	2	0.3	5	La carbonatación no es pronunciada
	C4B2	2	0.2	5	La carbonatación no es pronunciada
	C5B2	2	0.2	5	La carbonatación no es pronunciada
	C6B2	2	0.2	5	La carbonatación no es pronunciada



BLOQUE 3	Elemento	Planta	Profundidad de carbonatación (cm)	Recubrimiento (cm)	Observaciones
	C5B3	2	1.3	5	La carbonatación alcanza el 26% del espesor del recubrimiento
	C6B3	2	1.7	5	La carbonatación alcanza el 34% del espesor del recubrimiento
	C9B3	2	1.6	5	La carbonatación alcanza el 32% del espesor del recubrimiento
	C10B3	2	1.9	5	La carbonatación alcanza el 38% del espesor del recubrimiento
	C25B3	2	1.3	5	La carbonatación alcanza el 26% del espesor del recubrimiento
	C26B3	2	1	5	La carbonatación alcanza el 20% del espesor del recubrimiento
	Elemento	Planta	Profundidad de carbonatación (cm)	Recubrimiento (cm)	Observaciones
BLOQUE 4	C5B4	2	1.1	5	La carbonatación alcanza el 22% del espesor del recubrimiento
	C6B4	2	2	5	La carbonatación alcanza el 40% del espesor del recubrimiento
	C11B4	2	1.6	5	La carbonatación alcanza el 32% del espesor del recubrimiento
	C12B4	2	1.5	5	La carbonatación alcanza el 30% del espesor del recubrimiento
	C15B4	2	1	5	La carbonatación alcanza el 20% del espesor del recubrimiento
	C16B4	2	1.8	5	La carbonatación alcanza el 36% del espesor del recubrimiento
	Elemento	Planta	Profundidad de carbonatación (cm)	Recubrimiento (cm)	Observaciones
BLOQUE 5	C3B5	2	1.2	5	La carbonatación alcanza el 24% del espesor del recubrimiento
	C5B5	2	1.6	5	La carbonatación alcanza el 32% del espesor del recubrimiento
	C6B5	2	1.2	5	La carbonatación alcanza el 24% del espesor del recubrimiento
	C8B5	2	1.4	5	La carbonatación alcanza el 28% del espesor del recubrimiento
	C9B5	2	1	5	La carbonatación alcanza el 20% del espesor del recubrimiento
	C10B5	2	1.7	5	La carbonatación alcanza el 34% del espesor del recubrimiento
	Elemento	Planta	Profundidad de carbonatación (cm)	Recubrimiento (cm)	Observaciones



BLOQUE 6	Elemento	Planta	Profundidad de carbonatación (cm)	Recubrimiento (cm)	Observaciones
	C1B6	2	1.4	5	La carbonatación alcanza el 28% del espesor del recubrimiento
	C3B6	2	1.8	5	La carbonatación alcanza el 36% del espesor del recubrimiento
	C4B6	2	1.5	5	La carbonatación alcanza el 30% del espesor del recubrimiento
	C6B6	2	1.5	5	La carbonatación alcanza el 30% del espesor del recubrimiento
	C11B6	2	1.6	5	La carbonatación alcanza el 32% del espesor del recubrimiento
	C12B6	2	1.5	5	La carbonatación alcanza el 30% del espesor del recubrimiento

Por la similitud de los resultados del ensayo de carbonatación se puede decir que el hormigón de la planta baja del bloque 1 y la planta alta de los bloques 1 y 2 posiblemente pueden tener características y edades similares, los resultados de los bloques 3, 4, 5 y 6 nos dicen que fueron construidos en una época diferente a la época en la que fueron construidos los bloques 1 y 2. Los resultados del bloque 2 no son favorables, la profundidad máxima de carbonatación de la primera planta es 4.3cm dando como resultado una edad del hormigón diferente a las expuestas anteriormente. Lo cual se corroboró con la información obtenida por parte del conserje de la institución el Sr. Oscar Macías quien dio a conocer que la planta baja del bloque 2 es más antigua que la segunda planta.

En estructuras de hormigón sin acero de refuerzo las consecuencias por carbonatación son realmente insignificantes, pero en edificaciones como la estructura en estudio de hormigón armado la carbonatación puede causar serios problemas por corrosión llevando la estructura a un colapso total. A continuación se da a conocer los resultados de vida remanente para cada bloque que compone la infraestructura. En cada caso se tomó la mayor profundidad de carbonatación (valor más crítico), estando así siempre del lado de la seguridad.

Bloque	Número de plantas	Año de construcción	Año de evaluación	Profundidad crítica(mm)	K, tasa de deterioro por carbonatación (mm/año ^{1/2})	x recubrimiento(mm)	t en años $t = (\frac{x}{K})^2$	Vida remanente(años)
1	2	1994	2017	3	0.6	Hormigón de buena calidad, alta compacidad (K < 2)		
2	2	1990	2017	43	8.3	20	5.8	-21.2
3	2	1927	2017	21	2.2	50	510.2	420.2
4	2	1927	2017	20	2.1	50	562.5	472.5
5	2	1927	2017	21	2.2	50	510.2	420.2
6	2	1927	2017	21	2.2	50	510.2	420.2

Vida remanente de los 6 bloques que conforman la infraestructura.

En la tabla de vida remanente, se puede observar que para los bloques 3, 4, 5 y 6 la tasa de deterioro por carbonatación (K) se encuentra dentro de los límites $2 < K < 6 \text{ mm/año}^{1/2}$ (ver **Tabla 9**) y en el caso del bloque 1 el valor de $k=0.6 < 2 \text{ mm/año}^{1/2}$ dando como resultado un hormigón de buena calidad y obviamente una vida remanente igual, superior o muy exagerada con respecto a la vida útil de proyecto, mientras que para el bloque 2 el valor de K es $8.3 \text{ mm/año}^{1/2}$ semejante a $K=9 \text{ mm/año}^{1/2}$ dando como resultado un hormigón de mala calidad, poroso y una relación a/c elevada según la **Tabla 9**.



Imagen 2. Núcleos de buena calidad



Imagen 3. Núcleo poroso extraído del bloque 2

De la

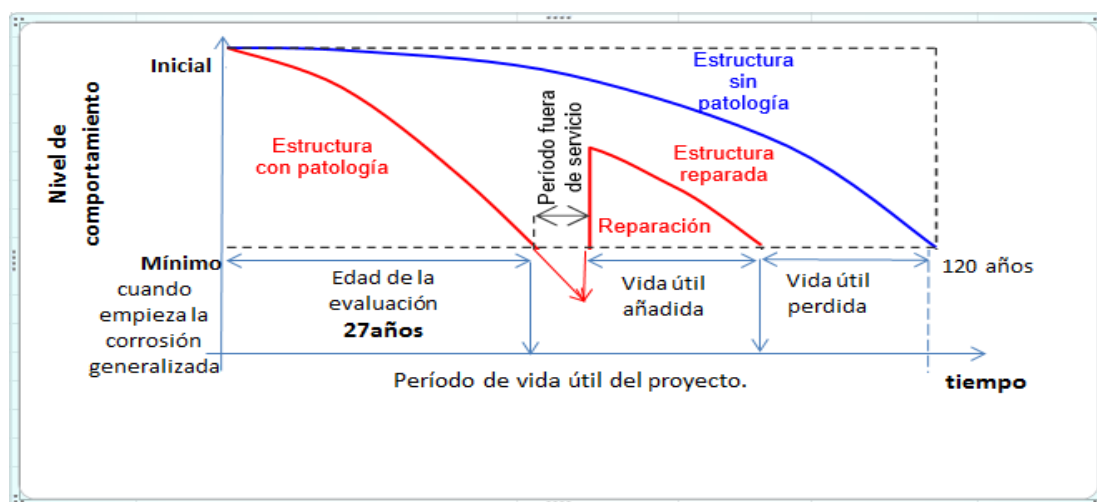
Tabla 8 se deduce que la vida útil de proyecto para la infraestructura en estudio es de 120 años. También de la tabla de resultados de vida remanente se puede observar que los valores para los bloques 3, 4, 5 y 6 son todos superiores al valor de vida útil de proyecto (120 años), la vida remanente para el bloque 2 nos da un valor negativo lo cual quiere decir que la carbonatación ha alcanzado el acero de refuerzo hace varios años atrás, razón por la cual solo tiene sentido trazar la gráfica de modelo de vida útil únicamente para el bloque 2, para la gráfica se toma como nivel mínimo de comportamiento de la estructura cuando empiezan aparecer fisuras por corrosión generalizada (carbonatación).



Imagen 4. Corrosión del refuerzo de la columna C10B2 de la primera planta del bloque 2.

En la **Imagen 4** se puede observar que la carbonatación ha penetrado hasta el acero de refuerzo, dando lugar a la corrosión generalizada del refuerzo. Debido a que se ha traspasado el nivel mínimo de comportamiento aceptable del bloque 2, no resulta útil evaluar la tasa de deterioro actual (K), pero en cambio sí resulta provechoso evaluar la tasa de deterioro de la estructura una vez reparada, con vistas a estimar el período de vida útil añadido y comparar el beneficio económico de la reparación. Generalmente así se repare la estructura no se logra alcanzar la vida útil de proyecto.

Modelo de vida útil de la estructura del bloque 2 que presenta carbonatación avanzada.



Adaptado de: Métodos de evaluación y diagnóstico de la vida útil remanente de estructuras de hormigón armado en ambiente marino.

5.6 Esclerometría.

En las siguientes tablas se muestran los resultados del índice esclerométrico (q) sin corregir obtenidos en campo y el índice esclerométrico corregido (q_c) según la **Tabla 10** de factores de corrección por carbonatación.



BLOQUE1	Planta	Elemento	q1	q2	q3	q4	q5	q6	q7	q8	q9	q10	q11	q12	Índice de rebote (q) medio	Factor de corrección	Índice de rebote (qc) corregido
	1	C1B1	46	37	35	37.5	46	37	38.5	40	44.5	36.5	45	48.5	40.96	0.982	40.2
	1	C4B1	50	43.5	40.5	42.5	48.5	52.5	42	48.5	46	47.5	50.5	52	47.00	0.988	46.4
	1	C7B1	45	44.5	41	40	46	47.5	48	49.5	46	48	48.5	40	45.33	0.982	44.5
	1	C10B1	48	47.5	43.5	44	52	50	45.5	49	48.5	47.5	49	48.5	47.75	0.988	47.2
	1	C11B1	41	40.5	43.5	43	45	35.5	35	38.5	41	40	40	43	40.50	0.988	40.0
	1	C13B1	44	47	48.5	47	49	48.5	52.5	49	49.5	47.5	47	46	47.96	0.988	47.4
	2	C3B1	42	49.5	44	41.5	46.5	47	48.5	42.5	41	46.5	43	44	44.67	0.982	43.9
	2	C5B1	48.5	45.5	48.5	45	48	45.5	49.5	47.5	46.5	51	49.5	45.5	47.54	0.988	47.0
	2	C7B1	48.5	42.5	41	46.5	43	35.5	39.5	39.5	41	46.5	43	44	42.54	0.982	41.8
	2	C8B1	35.5	36.5	40.5	44	54	52	47.5	52	46	39	40.5	44	44.29	0.988	43.8

BLOQUE2	Planta	Elemento	q1	q2	q3	q4	q5	q6	q7	q8	q9	q10	q11	q12	Índice de rebote (q) medio	Factor de corrección	Índice de rebote (qc) corregido
	1	C1B2	35	30	35.5	32	28	24	34.5	31.5	27.5	32	36	28.5	31.21	0.78	24.3
	1	C3B2	33.5	32	35.5	37.5	33.5	29	30	36	31	33	40	41	34.33	0.74	25.4
	1	C6B2	33.5	33	38	34.5	37.5	35	38.5	30	33.5	37	37.5	42.5	35.88	0.728	26.1
	1	C7B2	42	33.5	30.5	32	28	32	29.5	31.5	27.5	34.5	29.5	29.5	31.67	0.72	22.8
	1	C10B2	27	28.5	27	27.5	29	28	30.5	33.5	32.5	27.5	30	28	29.08	0.74	21.5
	2	C3B2	37.5	30	33.5	37	37.5	42.5	41.5	40	43	34.5	38.5	30	37.13	0.982	36.5
	2	C4B2	35	35.5	32	28	24	34.5	31.5	35	36.5	39	40	35.5	33.88	0.988	33.5
	2	C5B2	33.5	36.5	27.5	35	29.5	33.5	36	34	28	36	33.5	36.5	33.29	0.988	32.9
	2	C6B2	36.5	38.5	36	36.5	40.5	36.5	41	30	33.5	37	37.5	42.5	37.17	0.988	36.7



BLOQUE 3	Planta	Elemento	q1	q2	q3	q4	q5	q6	q7	q8	q9	q10	q11	q12	Índice de rebote (q) medio	Factor de corrección	Índice de rebote (qc) corregido
	1	C1B3	45	46.5	43	44	45.5	40.5	43.5	45.5	44.5	45	40.5	45.5	44.08	0.864	38.1
	1	C6B3	35.5	40.5	34	36.5	34	30	39.5	31.5	34.5	34	38	35	35.25	0.876	30.9
	1	C11B3	50	45	48	46.5	45	45	44.5	45.5	44.5	45	40.5	38	44.79	0.87	39.0
	1	C12B3	42	49.5	44	41.5	46.5	47	48.5	42.5	41	46.5	43	44	44.67	0.9	40.2
	1	C19B3	35.5	39.5	39.5	42.5	33.5	32	42.5	38.5	40	45	41	34.5	38.67	0.982	38.0
	1	C20B3	36.5	34	30	39.5	31.5	43	44	45.5	39	43.5	33.5	33	37.75	0.900	34.0
	1	C27B3	41	46.5	43	44	45.5	39	43.5	39	43.5	33.5	33	35	40.54	0.870	35.3
	1	C28B3	48.5	42.5	41	46.5	43	35.5	39.5	39.5	38.5	40	45	41	41.71	0.876	36.5
	1	V1B3	35	36.5	39	40	35.5	36.5	39.5	41	40	38.5	36	36.5	37.83	0.876	33.1
	1	V4B3	34.5	33.5	36.5	37.5	39.5	37.5	33.5	34.5	35.5	36.5	38.5	33.5	35.92	0.876	31.5
	1	V8B3	39	32	35.5	39.5	33	33	39.5	34.5	29	38.5	34	32	34.96	0.882	30.8
	1	V11B3	36.5	37.5	37.5	33	38.5	31	37.5	34	31	32.5	31	33.5	34.46	0.876	30.2
	1	V13B3	40	37	41	35	40	33.5	34.5	33	35.5	30	41	35.5	36.33	0.876	31.8
	2	C5B2	35.5	39.5	39.5	42.5	33.5	32	42.5	38.5	39.5	27.5	33.5	33	36.42	0.916	33.4
	2	C6B3	36.5	34	30	39.5	31.5	43	44	45.5	34.5	34	38	35	37.13	0.888	33.0
	2	C9B3	37.5	41.5	36.5	40	41	35.5	34.5	38	41.5	38.5	46.5	39.5	39.21	0.894	35.1
	2	C10B3	48.5	42.5	41	46.5	43	35.5	39.5	39.5	41	46.5	43	44	42.54	0.876	37.3
	2	C25B3	30	26.5	30	27.5	28.5	27.5	27	40.5	40	45	41	34.5	33.17	0.916	30.4
	2	C26B3	29	38.5	34	32	32.5	38	29	45	39	43.5	33.5	33	35.58	0.940	33.4

BLOQUE 4	Planta	Elemento	q1	q2	q3	q4	q5	q6	q7	q8	q9	q10	q11	q12	Índice de rebote (q) medio	Factor de corrección	Índice de rebote (qc) corregido
	1	C5B4	39	38.5	43	41	41	37.5	35	36	38	41.5	46.5	46	40.25	0.924	37.2
	1	C6B4	49.5	42.5	38.5	46.5	39.5	38	47.5	42.5	43.5	48.5	46	44.5	43.92	0.894	39.3
	1	C9B4	41	35.5	34.5	37.5	37	36	40	39.5	36.5	35	37.5	41.5	37.63	0.87	32.7
	1	C10B4	35	37.5	35.5	38.5	40	35	41	42	35.5	41.5	37	45	38.63	0.85	32.8
	1	C15B4	47.5	42.5	43.5	48.5	46	44.5	47	42.5	49.5	42.5	38.5	46.5	44.92	0.9	40.4
	1	C16B4	40	39.5	36.5	35	37.5	41.5	36.5	40	41	35.5	34.5	37.5	37.92	0.9	34.1
	1	V1B4	39.5	34.5	42.5	35.5	36	32.5	40	35.5	36.5	40.5	38	32	36.92	0.9	33.2
	1	V3B4	37.5	43	41	34.5	42.5	43	36.5	33.5	43	32	39	31	38.04	0.916	34.8
	1	V6B4	40.5	51.5	51.5	45	46	46.5	51	41	41	48	51.5	52	47.13	0.894	42.1
	1	V9B4	44	54	52	47.5	52	46	39	42.5	46	45.5	42	41.5	46.00	0.888	40.8
	2	C5B4	38	39.5	40	46.5	44.5	41.5	43	44	35	37.5	35.5	38.5	40.29	0.932	37.6
	2	C6B4	48.5	45.5	48.5	45	48	45.5	49.5	47.5	46.5	51	49.5	45.5	47.54	0.87	41.4
	2	C11B4	42.5	43.5	48.5	46	44.5	47	42.5	49.5	42.5	38.5	37.5	35.5	43.17	0.894	38.6
	2	C12B4	39.5	36.5	35	37.5	41.5	36.5	40	41	35.5	34.5	38	41.5	38.08	0.9	34.3



BLOQUES	Planta	Elemento	q1	q2	q3	q4	q5	q6	q7	q8	q9	q10	q11	q12	Índice de rebote (q) medio	Factor de corrección	Índice de rebote (qc) corregido
	1	C3B5	42.5	46	45.5	32.5	40	35.5	36.5	40.5	44	54	52	47.5	43.04	0.916	39.4
	1	C4B5	35	40	38.5	43	36.5	33.5	43	32	49	45.5	47.5	45	40.71	0.864	35.2
	1	C8B5	41	41	48	33	35.5	34	33.5	33.5	40.5	51.5	51.5	45	40.67	0.888	36.1
	1	C9B5	41	46.5	43	35.5	39.5	39.5	38.5	40	45	41	35	38	40.21	0.924	37.2
	1	C11B5	30.5	32	28	32	29.5	31.5	27.5	34.5	29.5	29.5	38	35	31.46	0.9	28.3
	1	C12B5	48	49.5	46	38.5	43	36.5	33.5	44.5	43.5	29.5	28.5	31.5	39.38	0.876	34.5
	1	V1B5	35.5	39.5	33	33	39.5	34.5	29	38.5	35.5	38.5	40	35	35.96	0.87	31.3
	1	V3B5	37.5	33	38.5	31	37.5	34	31	32.5	41.5	38.5	46.5	39.5	36.75	0.864	31.8
	1	V5B5	41	35	40	33.5	34.5	33	35.5	30	41	35.5	36.5	39.5	36.25	0.87	31.5
	1	V7B5	35.5	36.5	40.5	44	54	52	47.5	52	46	39	40.5	44	44.29	0.882	39.1
	2	C5B5	38	39.5	40	40	46	47.5	48	49.5	46	38.5	43	36.5	42.71	0.87	37.2
	2	C6B5	36	38.5	40.5	42.5	48.5	52.5	42	48.5	46	48	33	35.5	42.63	0.894	38.1
	2	C9B5	42.5	43.5	48.5	43	45	35.5	35	38.5	41	40	40	43	41.29	0.94	38.8
	2	C10B5	39.5	36.5	35	37.5	34	31	32.5	41.5	49.5	40	35	41	37.75	0.882	33.3

BLOQUE6	Planta	Elemento	q1	q2	q3	q4	q5	q6	q7	q8	q9	q10	q11	q12	Índice de rebote (q) medio	Factor de corrección	Índice de rebote (qc) corregido
	1	C3B6	32.5	31.5	30	33.5	33	35	38	35	33	35	32.5	30.5	33.29	0.876	29.2
	1	C4B6	49	45.5	47.5	45	37.5	42.5	44.5	35	40	38.5	37	42	42.00	0.87	36.5
	1	C6B6	32.5	31.5	30	33.5	33	35	38	35	33	35	32.5	30.5	33.29	0.9	30.0
	1	C10B6	32.5	31	32.5	31.5	29	33	35.5	34	33.5	33.5	34.5	29.5	32.50	0.87	28.3
	1	V1B6	36	32	38.5	35.5	40	32.5	41	35	40	41	39.5	42	37.75	0.876	33.1
	1	V3B6	38	36	40	39	41	36	35.5	37.5	42.5	36	40.5	43.5	38.79	0.87	33.7
	1	V6B6	32.5	34.5	31	34.5	36	36	31.5	32.5	39.5	27.5	33.5	33	33.50	0.9	30.2
	2	C1B6	39.5	34.5	29	38.5	35.5	38.5	40	35	41	29	30.5	30.5	35.13	0.876	30.8
	2	C3B6	49	45.5	47.5	45	37.5	34	31	32.5	41.5	38.5	46.5	39.5	40.67	0.87	35.4
	2	C11B6	32.5	31.5	30	33.5	39.5	33	33	39.5	34.5	29	38.5	35.5	34.17	0.876	29.9
	2	C12B6	41.5	49.5	40	35	41	29	48.5	45	40	38.5	37	42	40.58	0.87	35.3

Con estos valores de índice esclerométrico corregido (qc), es posible determinar la resistencia a la compresión simple del hormigón si usamos las curvas de conversión propuestas por el fabricante del equipo, sin embargo para obtener resultados más confiables se optó por crear una curva personalizada mediante la calibración del esclerómetro con núcleos, presentada en la siguiente sección.

5.7 Resistencia a compresión simple del hormigón.

A continuación se presenta los resultados de las resistencias y sus respectivas correcciones de cada uno de los ocho (8) extraídos.

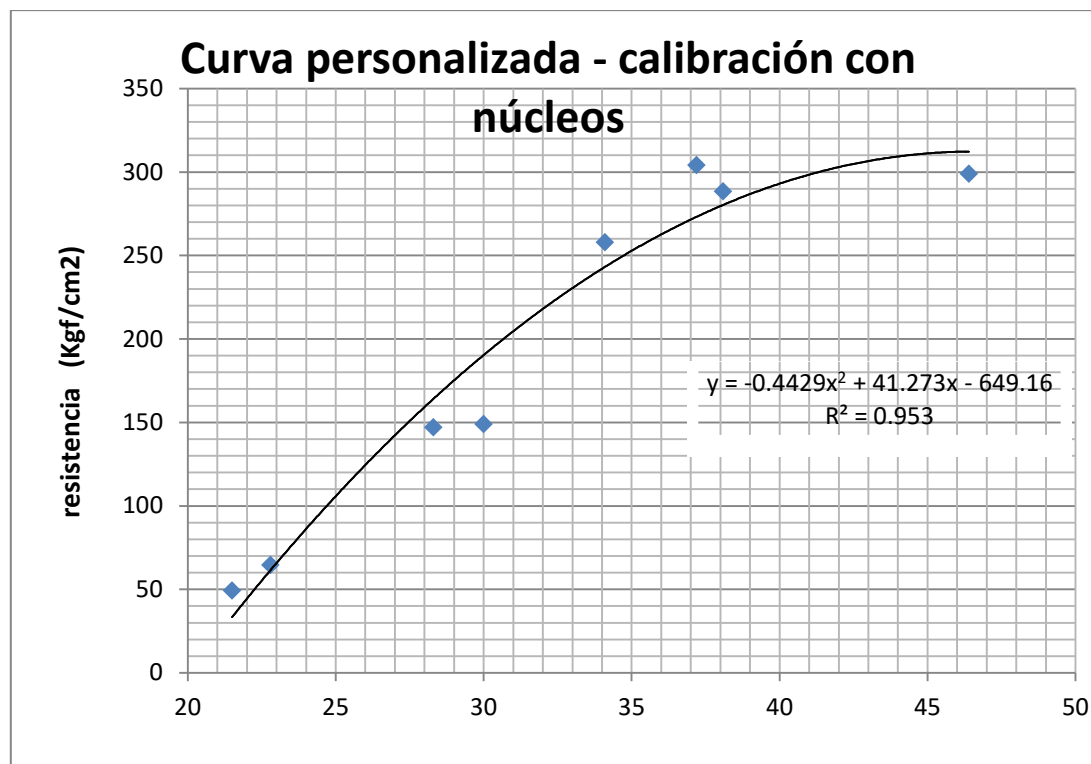


Núcleo #	Bloque	Planta	Elemento	Altura (cm)	Diámetro (cm)	Relación h/D	Carga de Ruptura (Kgf)	Resistencia f'_c (Kgf/cm ²)	Factor de corrección	Resistencia corregida f'_c (Kgf/cm ²)
1	1	1	C4B1	6	9	0.66	27947	440	0.68	299
2	2	1	C7B2	10	9	1.1	4562	72	0.9	65
3	2	1	C10B2	10	9	1.1	3474	55	0.9	49
4	3	1	C1B3	7	9	0.77	24776	390	0.74	288
5	4	1	C16B4	10	9	1.1	18209	286	0.9	258
6	5	1	C9B5	10	9	1.1	21475	338	0.9	304
7	6	1	C6B6	12	9	1.3	10116	159	0.94	149
8	6	1	C10B6	12	9	1.3	9986	157	0.94	147

Resistencias (f'_c) de los núcleos.

Correlacionando los resultados de esclerometría (qc), con los respectivos resultados de resistencia a compresión simple corregida (f'_c) obtenida de los núcleos. En la siguiente tabla se puede apreciar dicha correlación y la respectiva curva personalizada, la misma que se ajustó de mejor manera con una curva polinómica.

Núcleo #	Bloque	Planta	Elemento	Profundidad de carbonatación (cm)	Esclerometría corregida (qc)	Resistencia corregida f'_c (Kgf/cm ²)
1	1	1	C4B1	0.2	46.4	299
2	2	1	C7B2	4.5	22.8	65
3	2	1	C10B2	4	21.5	49
4	3	1	C1B3	2	38.1	288
5	4	1	C16B4	1.5	34.1	258
6	5	1	C9B5	1.2	37.2	304
7	6	1	C6B6	1.5	30	149
8	6	1	C10B6	2	28.3	147



Cabe recalcar que el valor de $R^2 = 0.953$ es satisfactorio, debido a que representa un nivel de confianza del 95.3% para la estimación de resistencia de los diferentes elementos estructurales.

De la ecuación polinómica $y = -0.4429x^2 + 41.273x - 649.16$ obtenida y reemplazando los valores de esclerometría corregida (**qc**) en lugar de x, se obtienen los siguientes resultados de resistencia a la compresión simple del hormigón (**f'c**) para los diferentes elementos estructurales, además se calculó la mediana de cada uno de los bloques que representaran la resistencia final estimada para cada bloque.

	Planta	Elemento	Índice de rebote (qc) corregido	f'c (núcleo) Kgf/cm2	f'c, curva personalizada (Kgf/cm2)	MEDIANA f'c, Kgf/cm2
BLOQUE1	1	C1B1	40.2	-	284	297
	1	C4B1	46.4	299	299	
	1	C7B1	44.5	-	298	
	1	C10B1	47.2	-	298	
	1	C11B1	40.0	-	283	
	1	C13B1	47.4	-	298	
	2	C5B1	43.9	-	297	
	2	C7B1	47.0	-	298	
	2	C8B1	41.8	-	291	
	2	C10B1	43.8	-	297	

Resistencia a la compresión simple del hormigón para elementos estructurales del bloque1.

	Planta	Elemento	Índice de rebote (qc) corregido	f'c (núcleo) Kg/cm ²	f'c, curva personalizada (Kg/cm ²)	MEDIANA f'c, Kg/cm ²
BLOQUE 2	1	C1B2	24.3	-	89	89
	1	C3B2	25.4	-	109	
	1	C6B2	26.1	-	122	
	1	C7B2	22.8	65	65	
	1	C10B2	21.5	49	49	
	2	C3B2	36.5	-	258	244
	2	C4B2	33.5	-	229	
	2	C5B2	32.9	-	222	
	2	C6B2	36.7	-	261	

Resistencia a la compresión simple del hormigón para elementos estructurales del bloque2.

	Planta	Elemento	Índice de rebote (qc) corregido	f'c (núcleo) Kg/cm ²	f'c, curva personalizada (Kg/cm ²)	MEDIANA f'c, Kg/cm ²
BLOQUE 3	1	C1B3	38.1	288	288	229
	1	C6B3	30.9	-	197	
	1	C11B3	39.0	-	277	
	1	C12B3	40.2	-	284	
	1	C19B3	38.0	-	270	
	1	C20B3	34.0	-	235	
	1	C27B3	35.3	-	248	
	1	C28B3	36.5	-	259	
	1	V1B3	33.1	-	225	
	1	V4B3	31.5	-	205	
	1	V8B3	30.8	-	196	
	1	V11B3	30.2	-	187	
	1	V13B3	31.8	-	209	
	2	C5B2	33.4	-	228	
	2	C6B3	33.0	-	223	
	2	C9B3	35.1	-	246	
	2	C10B3	37.3	-	265	
	2	C25B3	30.4	-	190	
	2	C26B3	33.4	-	229	

Resistencia a la compresión simple del hormigón para elementos estructurales del bloque3.



BLOQUE4	Planta	Elemento	Índice de rebote (qc) corregido	f'c (núcleo) Kgf/cm2	f'c, curva personalizada (Kgf/cm2)	MEDIANA f'c, Kgf/cm2
	1	C5B4	37.2	-	265	266
	1	C6B4	39.3	-	279	
	1	C9B4	32.7	-	221	
	1	C10B4	32.8	-	222	
	1	C15B4	40.4	-	285	
	1	C16B4	34.1	258	258	
	1	V1B4	33.2	-	226	
	1	V3B4	34.8	-	244	
	1	V6B4	42.1	-	292	
	1	V9B4	40.8	-	287	
	2	C5B4	37.6	-	267	
	2	C6B4	41.4	-	289	
	2	C11B4	38.6	-	275	
	2	C12B4	34.3	-	238	

Resistencia a la compresión simple del hormigón para elementos estructurales del bloque4.

BLOQUES	Planta	Elemento	Índice de rebote (qc) corregido	f'c (núcleo) Kgf/cm2	f'c, curva personalizada (Kgf/cm2)	f'c, MEDIA Kgf/cm2
	1	C3B5	39.4	-	280	251
	1	C4B5	35.2	-	247	
	1	C8B5	36.1	-	255	
	1	C9B5	37.2	304	304	
	1	C11B5	28.3	-	159	
	1	C12B5	34.5	-	240	
	1	V1B5	31.3	-	202	
	1	V3B5	31.8	-	208	
	1	V5B5	31.5	-	206	
	1	V7B5	39.1	-	278	
	2	C5B5	37.2	-	264	
	2	C6B5	38.1	-	271	
	2	C9B5	38.8	-	276	
	2	C10B5	33.3	-	227	

Resistencia a la compresión simple del hormigón para elementos estructurales del bloque5.

	Planta	Elemento	Índice de rebote (qc) corregido	f'c (núcleo) Kgf/cm2	f'c, curva personalizada (Kgf/cm2)	f'c, MEDIA Kgf/cm2
BLOQUE6	1	C3B6	29.2	-	172	196
	1	C4B6	36.5	-	259	
	1	C6B6	30.0	149	149	
	1	C10B6	28.3	147	147	
	1	V1B6	33.1	-	224	
	1	V3B6	33.7	-	232	
	1	V6B6	30.2	-	187	
	2	C1B6	30.8	-	196	
	2	C3B6	35.4	-	249	
	2	C11B6	29.9	-	184	
	2	C12B6	35.3	-	248	

Resistencia a la compresión simple del hormigón para elementos estructurales del bloque6.

Los resultados de esclerometría por si solos no dicen mucho de la resistencia a compresión simple (f'c) del hormigón, razón por la cual se creó una curva personalizada mediante calibración del esclerómetro con núcleos para mejorar la estimación de los resultados. De dicha curva se obtuvieron los resultados de resistencia a compresión simple (f'c), para los bloques 1, 3, 4 y 5 las medianas de los valores de resistencia obtenidos son 297kg/cm2, 229kg/cm2, 266kg/cm2 y 251 kg/cm2 respectivamente, siendo todas mayores a 210kg/cm2 (210kg/cm2 valor mínimo de resistencia a compresión simple para ser considerado como un hormigón estructural en la actualidad), la mediana de los valores de resistencia para el bloques6 es 196kg/cm2 la cual bordea el valor de 210kg/cm2 la perdida de resistencia que se aprecia puede verse reflejada en la edad de la estructura (90 años), finalmente la mediana de los valores de resistencia del bloque 2 es 89kg/cm2 valor que no representa un hormigón estructural. Para verificar la aptitud de un sustrato para recibir una platina (lámina) metálica de acero o sintética (carbono) se requiere un valor promedio de resistencia a la tracción mínima de 1.4MPa [1].

	Planta	Elemento	Resistencia a la tracción	Resistencia a la compresión	Valor mínimo a la tracción	Resistencia a la tracción
BLOQUE2			fct (Mpa)	f'c (Kg/cm2)	N/mm2	N/mm2
	1	Columnas	$f_{ct} = 0.3 * \sqrt[3]{f''C^2}$	89	1.4	1.27
	1	Columnas	$f_{ct} = 0.21 * \sqrt[3]{f''C^2}$	89	1.4	0.90

El sustrato de las columnas de la primera planta del bloque 2 no es apto para recibir un tratamiento mediante platina metálica o sintética como.

5.8 Eflorescencias.

A continuación se puede visualizar los puntos donde se encuentran situadas las eflorescencias.



Imagen 5. *Eflorescencias internas en la primera planta del bloque3 – lado lateral derecho.*



Imagen 6. Eflorescencias externas en la segunda planta del bloque3 – parte frontal.



Imagen 7. Eflorescencias internas en la segunda planta del bloque4 – parte frontal.



Imagen 8. *Efflorescencias externas en la segunda planta del bloque4 – parte posterior.*

5.9 Humedades.

El bloque1 no presenta filtración de agua por la cubierta, pero si presenta defectos en las tuberías instaladas de agua potable en la parte posterior del edificio como se puede observar en la **Imagen 9**, también presenta humedades en los aleros frontales de la segunda planta debido a que los sumideros de agua lluvia se encuentran tapados como se puede observar en la **Imagen 10**.



Imagen 9. *Defectos en tuberías de agua en la segunda plata del bloque1 – parte posterior.*



Imagen 10. Filtración de agua en aleros del bloque1 – parte frontal.

El bloque2 no presenta filtración de agua por la cubierta, solamente presenta humedades en los aleros frontales de la segunda planta debido a que los sumideros de agua lluvia se encuentran tapados como se puede observar en la Imagen 11.



Imagen 11. Filtración de agua en aleros del bloque2 – parte frontal.

Los bloques 3, 4, 5 y 6 presentan problemas severos por filtración de agua en la losa, dicha filtración se debe a la mala nivelación de la losa, falta de impermeabilización y al taponamiento de las tuberías de desagües embebidas en algunas columnas de cada bloque.



Imagen 12. Estanqueidad de agua lluvia bloque3.



Imagen 13. Estanqueidad de agua lluvia bloque4.

La filtración del agua estancada en las losas de los bloques 3, 4, 5 y 6 provoca la aparición de manchas húmedas en la parte inferior de las losas como se puede observar a continuación.



Imagen 14. Humedades en la parte inferior de la losa del bloque3.



Imagen 15. Humedades en la parte inferior de la losa del bloque4.



Imagen 16. Humedades en la parte inferior de la losa del bloque 5.



Imagen 17. Humedades en la parte inferior de la losa del bloque 6.

5.10 Inspección de campo y comparación con planos estructurales.

A continuación se presenta el levantamiento en planta de la distribución de vigas y columnas con su respectiva nomenclatura, tanto para la primera y segunda del bloque 1 y 2.

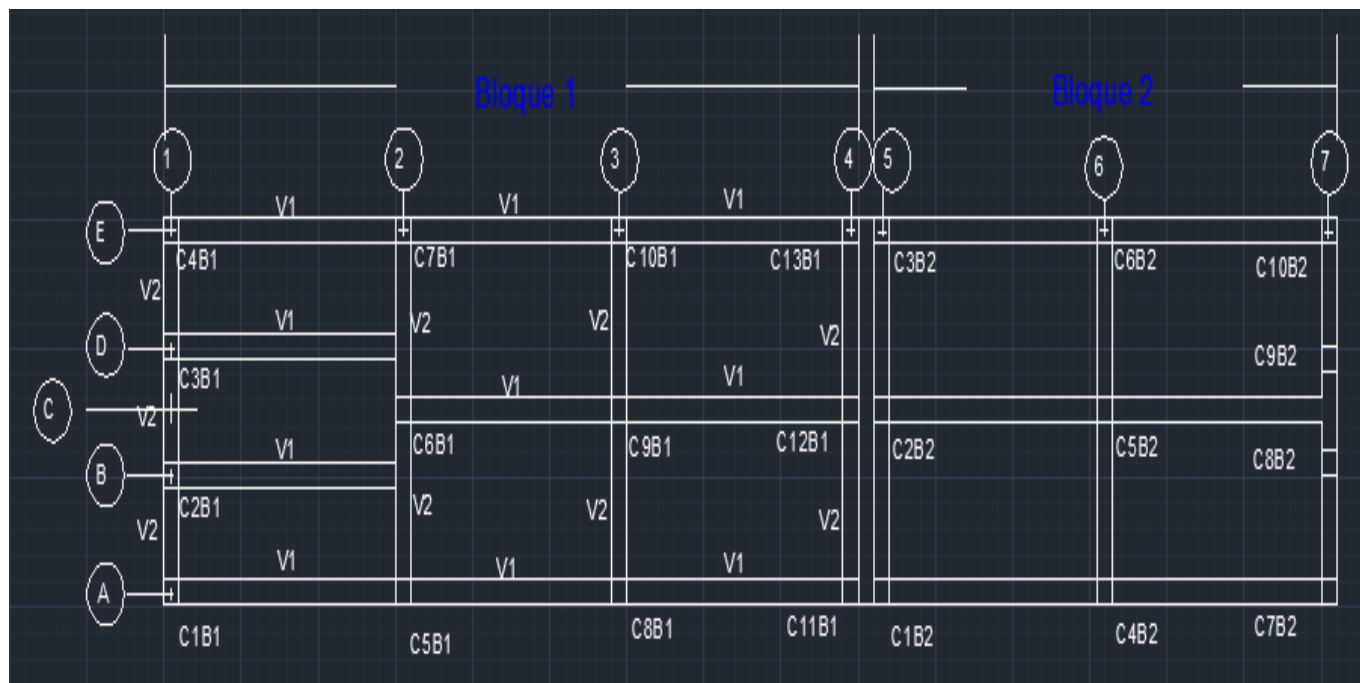


Figura 20. Distribución de vigas y columnas de la primera planta de los bloques 1 y 2

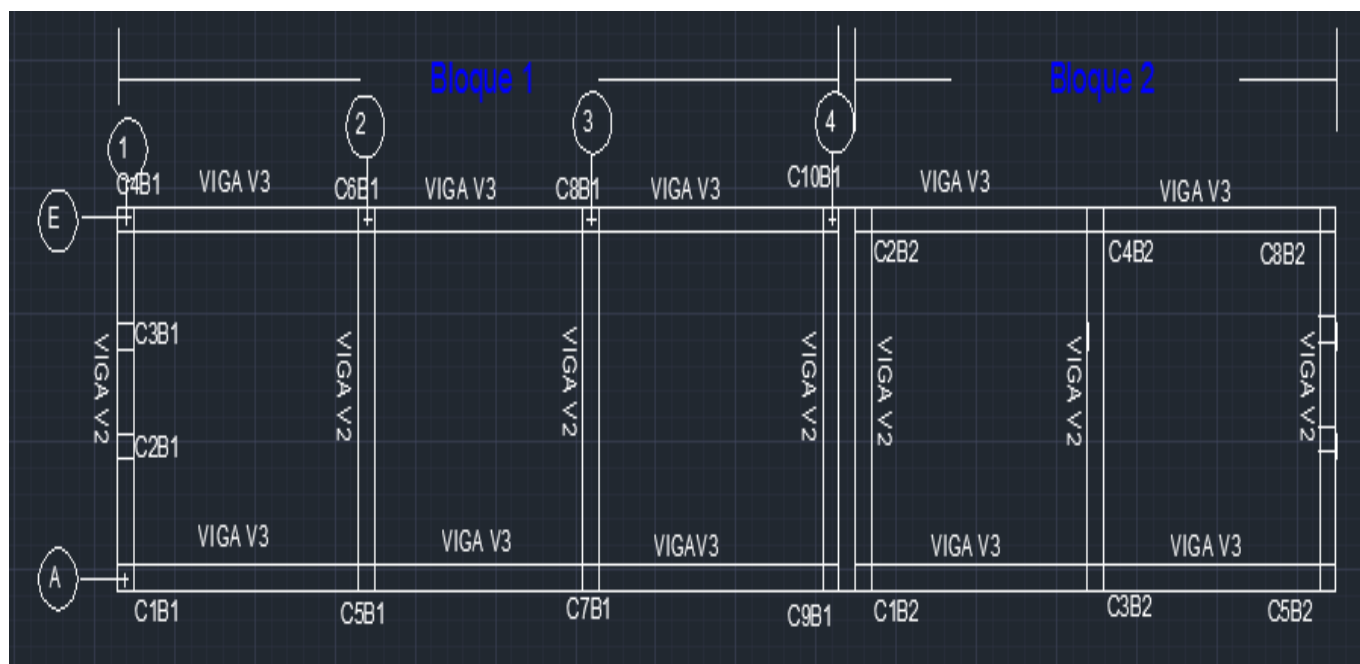


Figura 21. Distribución de vigas y columnas de la planta alta de los bloques 1 y 2



La distribución de vigas y columnas de las dos plantas de ambos bloques coinciden con los planos estructurales (ver *Anexo 1*).

A continuación se presenta la tabla de resumen de verificación de la construcción con lo planificado para el bloque1.

	PRIMERA PLANTA	Sección columnas		Escarificación		Recubrimiento		Espaciamiento de estribos		Zapata		Losa	Observaciones
	Columna	Plano (cm)	Campo(cm)	Plano	Campo	Plano (cm)	Campo (cm)	Plano	Campo	Plano	Campo	Tipo	
BLOQUE1	C1B1	30*35	30*35	4Ø16 4Ø14		5		1Ø8 c/15cm				Alivianada	Mediante el equipo detector de armaduras se comprobó el número de varillas en cada columna. Las vigas se encuentran embebidas en la losa alivianada. No se realizó la comparación del acero de refuerzo de vigas y losas pero se va asumir que concuerda con los planos.
	C2B1	30*35	30*35	4Ø16 4Ø12		5		1Ø8 c/15cm					
	C3B1	30*35	30*35	4Ø16 4Ø12		5		1Ø8 c/15cm					
	C4B1	30*35	30*35	4Ø16 4Ø14	4Ø16 4Ø14	5	5	1Ø8 c/15cm	1Ø8 c/15cm				
	C5B1	30*35	30*35	4Ø16 4Ø14		5		1Ø8 c/15cm					
	C6B1	35*35	35*35	4Ø16 4Ø14		5		1Ø8 c/15cm					
	C7B1	30*35	30*35	4Ø16 4Ø14		5		1Ø8 c/15cm					
	C8B1	30*35	30*35	4Ø16 4Ø14		5		1Ø8 c/15cm					
	C9B1	35*35	35*35	4Ø16 4Ø14		5		1Ø8 c/15cm					
	C10B1	30*35	30*35	4Ø16 4Ø14		5		1Ø8 c/15cm					
	C11B1	30*35	30*35	4Ø16 4Ø14		5		1Ø8 c/15cm					
	C12B1	30*35	30*35	4Ø16 4Ø14		5		1Ø8 c/15cm					
	C13B1	30*35	30*35	4Ø16 4Ø14		5		1Ø8 c/15cm		L	L		

Debido a la autorización del rector del plantel se escarifico la columna C4B1 de la primea planta del bloque1, la misma que presenta recubrimientos, secciones geométrica, diámetros de varillas longitudinales y transversales, espaciamento de estribos, acorde a los planos estructurales. Además se verifico las características geométricas externas de la estructura como distancia entre columnas, alturas de los niveles etc.

También de la excavación de calicata se pudo constatar que la geometría de la zapata de cimentación debajo de la columna C13B1 concuerda con el plano.

No fue posible verificar el acero de refuerzo de las losas, debido a que no se nos otorgó el permiso correspondiente para escarificar una franja de la misma, pero se pudo constatar que se trataba de una losa alivianada debido a la interrogación al Sr. Oscar Macías



conserje de la institución, quien nos afirmó que en la construcción de la losa, se usó bloques hormigón, lo cual concuerda con los planos.

Las secciones de las columnas así como las cuantías de las mismas se mantienen para la siguiente planta según informa el plano estructural (ver *Anexo 1*). Por todo lo expuesto anteriormente se puede concluir que la construcción del bloque1 es muy posible que concuerda con lo planificado.

El rector del plantel también nos permitió escarificar la columna C10B2 de la primera planta del bloque2. A continuación se da a conocer la tabla de resumen del levantamiento.

	PRIMERA PLANTA	Sección columnas	Escarificación (acero long)	Recubrimiento	Espaciamiento de estribos	Ancho de la edificación	Largo de la edificación	# de plantas	Losa
	Columna	Campo (cm)	Campo (mm)	Campo (cm)	Campo	(m)	(m)		Tipo
BLOQUE2	C1B2	35*35	-	-	-	-	-	-	Alivianada
	C2B2	35*35	-	-	-	-	-	-	
	C3B2	35*35	-	-	-	-	-	-	
	C4B2	35*35	-	-	-	-	-	-	
	C5B2	35*35	-	-	-	-	-	-	
	C6B2	35*35	-	-	-	-	-	-	
	C7B2	35*35	-	-	-	-	-	-	
	C8B2	35*35	-	-	-	-	-	-	
	C9B2	35*35	-	-	-	-	-	-	
	C10B2	35*35	4Ø14 4Ø12	2	1Ø8/15	12	10	2	

Mediante la ayuda del detector de armaduras se comprobó la existencia de acero de refuerzo en todas las columnas, pero no fue posible determinar el diámetro de las varillas. Básicamente el bloque2 tiene la misma configuración geométrica que la del bloque1 en cuanto a secciones de columnas, espesor de losa alivianada altura y fachada. Además de ser diseñado por el mismo arquitecto que diseñó el bloque2.

Finalmente, sin planos estructurales del bloque2 y debido a que el levantamiento geométrico del mismo no es representativo ya que no se obtuvo información sobre el acero de refuerzo, se optó por modelar (SAP) solamente el bloque1, para posteriormente hacer una comparación del bloque1 con el bloque2.

5.11 Verificación de cumplimiento de códigos.

El acero de refuerzo que consta en los planos estructurales del bloque1 se pueden observar en el *Anexo 1*, el cual también presenta la distribución de vigas según el eje. Para el bloque2 en vista que no existen planos estructurales no fue posible verificar el cumplimiento de códigos de construcción.



A continuación se presentan las tablas de resumen de verificación de cumplimiento de códigos de construcción, según la Norma Ecuatoriana NEC-11 y ACI 318S-14.

Columnas - cuantías para refuerzo longitudinal									
BLOQUE1	<u>PRIMERA PLANTA</u>	Sección (plano)	Refuerzo longitudinal (plano)	Área acero (plano)	ρ_{min}	Fy (Kg/cm ²)	Varillas	Recubrimiento (cm)	Espacio entre barras long: 4cm 1.5ØL 1.33 agg
	Columna	Mínimo (30*30)	Ø (mm)	Al (cm ²)	$0.01 \leq 0.03$	4200 o menos	# Mínimo 4	Min (4cm)	
	C1B1	30*35	4Ø16 4Ø14	14.20	0.014	4200	8	5	14
	C2B1	30*35	4Ø16 4Ø12	12.56	0.012	4200	8	5	14
	C3B1	30*35	4Ø16 4Ø12	12.56	0.012	4200	8	5	14
	C4B1	30*35	4Ø16 4Ø14	14.20	0.014	4200	8	5	14
	C5B1	30*35	4Ø16 4Ø14	14.20	0.014	4200	8	5	14
	C6B1	35*35	4Ø16 4Ø14	14.20	0.012	4200	8	5	17
	C7B1	30*35	4Ø16 4Ø14	14.20	0.014	4200	8	5	14
	C8B1	30*35	4Ø16 4Ø14	14.20	0.014	4200	8	5	14
	C9B1	35*35	4Ø16 4Ø14	14.20	0.012	4200	8	5	17
	C10B1	30*35	4Ø16 4Ø14	14.20	0.014	4200	8	5	14
	C11B1	30*35	4Ø16 4Ø14	14.20	0.014	4200	8	5	14
	C12B1	30*35	4Ø16 4Ø14	14.20	0.014	4200	8	5	14
	C13B1	30*35	4Ø16 4Ø14	14.20	0.014	4200	8	5	14



Columnas - cuantías para refuerzo transversal					
BLOQUE1	<u>1ra PLANTA</u>	Sección (plano)	Refuerzo transversal (plano)	Separación entre estribos	Área total del refuerzo
	Columna	Mínimo (30*30)	Min $\phi=10$ (mm)	Máximo s=8cm	Min= 3.1 (cm ²)
	C1B2	30*35	8	15	10.3
	C2B2	30*35	8	15	10.3
	C3B2	30*35	8	15	10.3
	C4B2	30*35	8	15	10.3
	C5B2	30*35	8	15	10.3
	C6B2	35*35	8	15	10.3
	C7B2	30*35	8	15	10.3
	C8B2	30*35	8	15	10.3
	C9B1	35*35	8	15	10.3
	C10B1	30*35	8	15	10.3
	C11B1	30*35	8	15	10.3
	C12B1	30*35	8	15	10.3
	C13B1	30*35	8	15	10.3

Columnas - cuantías para refuerzo longitudinal									
BLOQUE1	<u>2da PLANTA</u>	Sección (plano)	Refuerzo longitudinal (plano)	Área acero (plano)	ρ_{min}	Fy (Kg/cm ²)	Varillas	Recubrimiento (cm)	Espacio entre barras
	Columna	Mínimo (30*30)	ϕ (mm)	Al (cm ²)	$0.01 \leq 0.03$	4200 o menos	# Mínimo 4	Min (4cm)	long: 4cm 1.5 ϕ L 1.33 agg
	C1B1	30*35	4 ϕ 16 4 ϕ 14	14.20	0.014	4200	8	5	14
	C2B1	30*35	4 ϕ 16 4 ϕ 12	12.56	0.012	4200	8	5	14
	C3B1	30*35	4 ϕ 16 4 ϕ 12	12.56	0.012	4200	8	5	14
	C4B1	30*35	4 ϕ 16 4 ϕ 14	14.20	0.014	4200	8	5	14
	C5B1	30*35	4 ϕ 16 4 ϕ 14	14.20	0.014	4200	8	5	14
	C6B1	30*35	4 ϕ 16 4 ϕ 14	14.20	0.014	4200	8	5	14
	C7B1	30*35	4 ϕ 16 4 ϕ 14	14.20	0.014	4200	8	5	14
	C8B1	30*35	4 ϕ 16 4 ϕ 14	14.20	0.014	4200	8	5	14
	C9B2	30*35	4 ϕ 16 4 ϕ 14	14.20	0.014	4200	8	5	14
	C10B3	30*35	4 ϕ 16 4 ϕ 14	14.20	0.014	4200	8	5	14



Columnas - cuantías para refuerzo transversal					
BLOQUE1	2da PLANTA	Sección (plano)	Refuerzo transversal (plano)	Separación entre estribos	Área total del refuerzo
	Columna	Mínimo (30*30)	Min Ø=10 (mm)	Máximo s=8cm	Min= 3.1 (cm2)
	C1B1	30*35	8	15	10.3
	C2B1	30*35	8	15	10.3
	C3B1	30*35	8	15	10.3
	C4B1	30*35	8	15	10.3
	C5B1	30*35	8	15	10.3
	C6B1	30*35	8	15	10.3
	C7B1	30*35	8	15	10.3
	C8B1	30*35	8	15	10.3
	C9B1	30*35	8	15	10.3
	C10B1	30*35	8	15	10.3

Vigas - cuantías para refuerzo longitudinal										
BLOQUE1	PRIMERA PLANTA	Viga	Sección (plano)	Refuerzo longitudinal (plano)	Acero usado	Acero mínimo	Cuantía máxima	Fy (Kg/cm2)	Varillas (plano)	Recubrimiento (plano)
	Vigas (eje)	Tipo	b*h (cm)	Ø (mm)	Al (cm2)	Al.min (cm2)	ρ_{max} 0.025	4200 o menos	# Mínimo 4	Mínimo (4cm)
	A	V1	30*40	3Ø14 arriba 3Ø14abajo	9.24	3.4 3.5	0.009	4200	6	5
	B	V1	30*40	3Ø14 arriba 3Ø14abajo	9.24	3.4 3.5	0.009	4200	6	5
	C	V1	30*40	3Ø14 arriba 3Ø14abajo	9.24	3.4 3.5	0.009	4200	6	5
	D	V1	30*40	3Ø14 arriba 3Ø14abajo	9.24	3.4 3.5	0.009	4200	6	5
	E	V1	30*40	3Ø14 arriba 3Ø14abajo	9.24	3.4 3.5	0.009	4200	6	5
	1	V2	30*40	4Ø14 arriba 4Ø14abajo	12.32	3.4 3.5	0.012	4200	8	5
	2	V2	30*40	4Ø14 arriba 4Ø14abajo	12.32	3.4 3.5	0.012	4200	8	5
	3	V2	30*40	4Ø14 arriba 4Ø14abajo	12.32	3.4 3.5	0.012	4200	8	5
	4	V2	30*40	4Ø14 arriba 4Ø14abajo	12.32	3.4 3.5	0.012	4200	8	5



Vigas - cuantías para refuerzo transversal									
BLOQUE1	PRIMERA PLANTA	Viga	Sección (plano)	Refuerzo transversal (plano)	Acero usado 2 ramales	Acero Mínimo	Espaciamiento		Recubrimiento
	Vigas (eje)	Tipo	b*h (cm)	Ø (mm)	Av (cm ²)	Av.min (cm ²)	centro viga	zona crítica	Mínimo (4cm)
	A	V1	30*40	1Ø8/18cm	1.005	0.45	smax= 17.5cm	smax=8.5cm	5
	B	V1	30*40	1Ø8/18cm	1.005	0.45	18	18	5
	C	V1	30*40	1Ø8/18cm	1.005	0.45	18	18	5
	D	V1	30*40	1Ø8/18cm	1.005	0.45	18	18	5
	E	V1	30*40	1Ø8/18cm	1.005	0.45	18	18	5
	1	V2	30*40	1Ø8/18cm	1.005	0.45	18	18	5
	2	V2	30*40	1Ø8/18cm	1.005	0.45	18	18	5
	3	V2	30*40	1Ø8/18cm	1.005	0.45	18	18	5
	4	V2	30*40	1Ø8/18cm	1.005	0.45	18	18	5

Vigas - cuantías para refuerzo longitudinal										
BLOQUE1	2da PLANTA	Viga	Sección (plano)	Refuerzo longitudinal (plano)	Acero usado	Acero mínimo	Cuantía máxima	Fy (Kg/cm ²)	Varillas (plano)	Recubrimiento (plano)
	Vigas (eje)	Tipo	b*h (cm)	Ø (mm)	Al (cm ²)	Al.min (cm ²)	ρ_{max} 0.025	4200 ó menos	# Mínimo 4	Min (4cm)
	A	V3	30*35	1Ø14+2Ø12 arriba 3Ø12abajo	7.20	2.88 3	0.008	4200	6	5
	E	V3	30*35	1Ø14+2Ø12 arriba 3Ø12abajo	7.20	2.88 3	0.008	4200	6	5
	1	V4	30*35	2Ø14+2Ø12 arriba 4Ø12abajo	9.90	2.88 3	0.011	4200	8	5
	4	V4	30*35	2Ø14+2Ø12 arriba 4Ø12abajo	9.90	2.88 3	0.011	4200	8	5

Vigas - cuantías para refuerzo transversal									
BLOQUE1	2da PLANTA	Viga	Sección (plano)	Refuerzo transversal (plano)	Acero usado 2 ramales	Acero Mínimo	Espaciamiento		Recubrimiento
	Vigas (eje)	Tipo	b*h (cm)	Ø (mm)	Av (cm ²)	Av.min (cm ²)	centro viga	zona crítica	Min (4cm)
	A	V3	30*35	1Ø8/20cm	1.005	0.50	smax= 15cm	smax=7.5cm	5
	E	V3	30*35	1Ø8/20cm	1.005	0.50	20	20	5
	1	V4	30*35	1Ø8/20cm	1.005	0.50	20	20	5
	4	V4	30*35	1Ø8/20cm	1.005	0.50	20	20	5

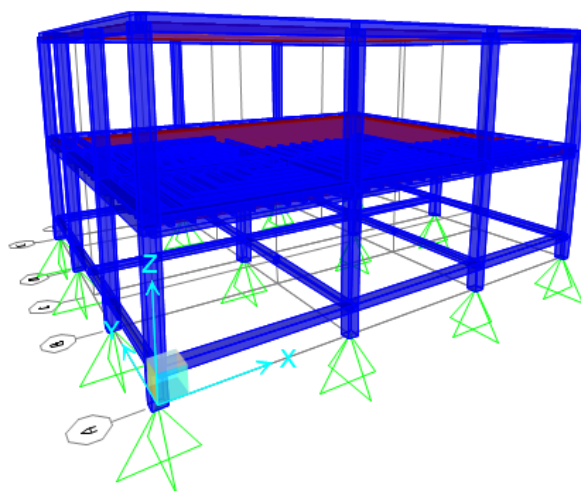
En las tablas anteriores se puede observar que en el caso de las columnas, el acero de refuerzo longitudinal si cumple con los requisitos mínimos de construcción, mientras que el acero de refuerzo transversal no cumple, tanto diámetro como espaciamiento entre estribos. En el caso de las vigas el acero de refuerzo longitudinal cumple con los códigos de construcción pero el acero transversal no cumple con el espaciamiento máximo entre estribos.

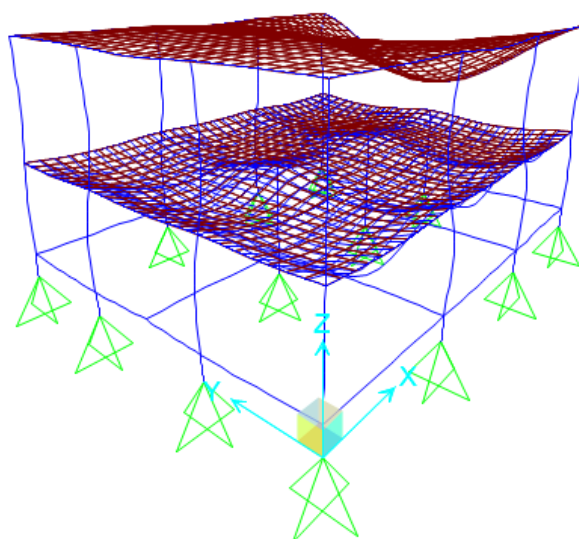
Losa - verificación de cuantías											
BLOQUE1	PLANTA	Losa	Nervio	Casetón	Loseta de compresión		Acero usado	Cuantía	Cuantía mínima	Cuantía máxima	Recubrimiento (plano)
	#	Tipo	b*h (cm)	(cm)	e (cm)	\emptyset (mm)	Al (cm2)	ρ	ρ_{min}	ρ_{max}	Mínimo (2cm)
	1	nervada	10*20	40	5	1Ø12 por nervio	1.13	0.0062	0.0032 0.0033	0.029	2
	2	Cubierta	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Finalmente se puede ver que la losa también cumple con las especificaciones de los códigos de diseño.

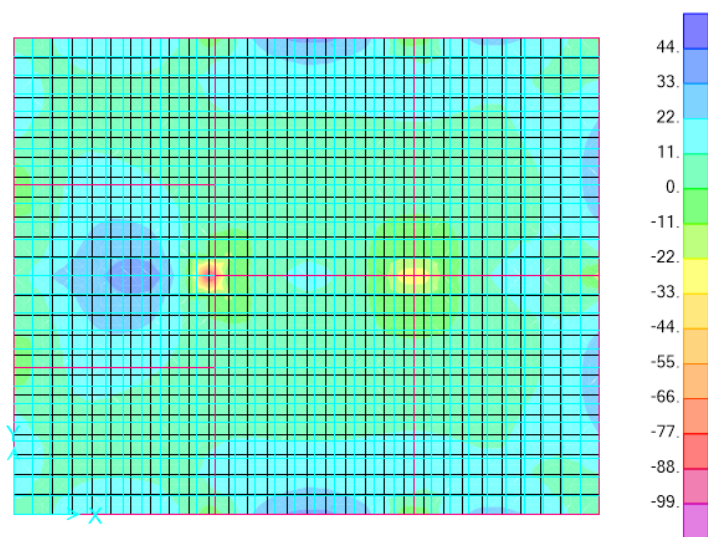
5.12 Modelación estructural.

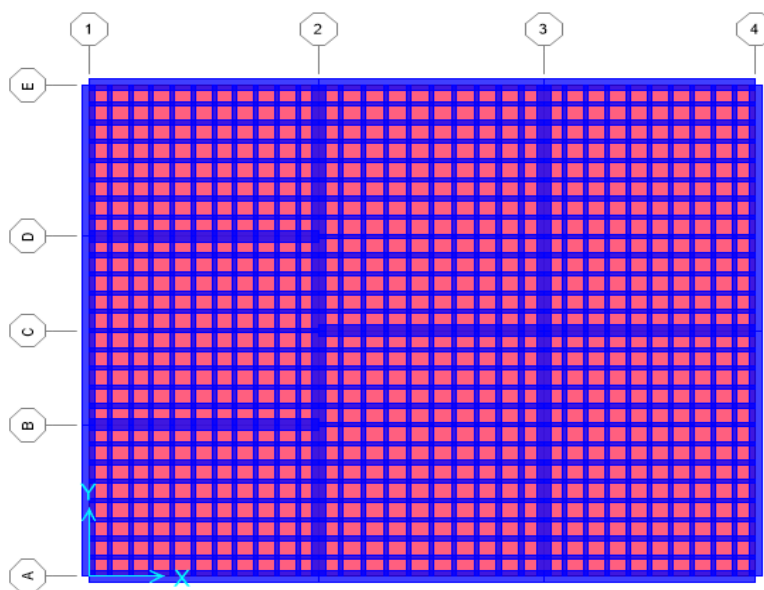
A continuación se presenta la modelación en SAP de la edificación (bloque1) con su respectivo diagrama de deformaciones para cargas gravitacionales.





También se da a conocer el diagrama de momentos flectores para cargas gravitacionales, para la losa de la primera planta con vigas embebidas. Aquí se puede observar que los mayores momentos flectores positivos (tracción en la fibra inferior) se presentan en las vigas V1 de los ejes A y E, en la parte central de la losa comprendida entre los ejes 1-2, B-D y en las vigas V2 del eje 4. También se puede observar que los mayores momentos flectores negativos (tracción en la fibra superior) se presentan en las vigas V1 del eje C y en las vigas V2 de los ejes 2 Y 3.





Finalmente representan las tablas de resumen de comparación para el acero de refuerzo utilizado vs acero de refuerzo necesario, tanto para vigas como para columnas de las dos plantas.

Acero de refuerzo usado vs acero necesario						
BLOQUE 1	PRIMERA PLANTA	Sección (plano)	Refuerzo longitudinal (plano)	Área acero (usado)	Área acero (necesario)	Área acero faltante
	Columna	Mínimo (30*30)	Ø (mm)	Au (cm ²)	An (cm ²)	Af (cm ²)
	C1B1	30*35	4Ø16 4Ø14	14.20	10.50	cumple
	C2B1	30*35	4Ø16 4Ø12	12.56	10.50	cumple
	C3B1	30*35	4Ø16 4Ø12	12.56	10.50	cumple
	C4B1	30*35	4Ø16 4Ø14	14.20	10.50	cumple
	C5B1	30*35	4Ø16 4Ø14	14.20	10.50	cumple
	C6B1	35*35	4Ø16 4Ø14	14.20	12.25	cumple
	C7B1	30*35	4Ø16 4Ø14	14.20	10.50	cumple
	C8B1	30*35	4Ø16 4Ø14	14.20	10.50	cumple
	C9B1	35*35	4Ø16 4Ø14	14.20	12.25	cumple
	C10B1	30*35	4Ø16 4Ø14	14.20	10.50	cumple
	C11B1	30*35	4Ø16 4Ø14	14.20	10.50	cumple
	C12B1	30*35	4Ø16 4Ø14	14.20	10.50	cumple
	C13B1	30*35	4Ø16 4Ø14	14.20	10.50	cumple



Acero de refuerzo usado vs acero necesario						
BLOQUE1	<u>2da PLANTA</u>	Sección (plano)	Refuerzo longitudinal (plano)	Área acero (usado)	Área acero (necesario)	Área acero faltante
	Columna	Mínimo (30*30)	Ø (mm)	Au (cm2)	An (cm2)	Af (cm2)
	C1B1	30*35	4Ø16 4Ø14	14.20	10.50	cumple
	C2B1	30*35	4Ø16 4Ø12	12.56	10.50	cumple
	C3B1	30*35	4Ø16 4Ø12	12.56	10.50	cumple
	C4B1	30*35	4Ø16 4Ø14	14.20	10.50	cumple
	C5B1	30*35	4Ø16 4Ø14	14.20	12.06	cumple
	C6B1	30*35	4Ø16 4Ø14	14.20	12.06	cumple
	C7B1	30*35	4Ø16 4Ø14	14.20	12.72	cumple
	C8B1	30*35	4Ø16 4Ø14	14.20	12.72	cumple
	C9B2	30*35	4Ø16 4Ø14	14.20	22.77	8.57
	C10B3	30*35	4Ø16 4Ø14	14.20	22.77	8.57

El acero de refuerzo longitudinal utilizado en la mayoría de las columnas es suficiente para las solicitaciones de carga, excepto el acero usado en las columnas C9B2 y C10B3. El acero de refuerzo transversal utilizado en todas las columnas es suficiente para las solicitaciones de carga, no obstante incumple con los códigos mínimos de construcción.



Acero de refuerzo usado vs acero necesario												
BLOQUE 1	PRIMERA PLANTA	Viga	Sección (plano)	Refuerzo longitudinal (plano)	Área acero (usado)	Área acero (necesario)	Área acero faltante	Refuerzo transversal (plano)	Verifica	Refuerzo transversal (necesario)	Espaciamiento	
	Vigas (eje)	Tipo	b*h (cm)	Ø (mm)	Au (cm ²)	An (cm ²)	Af (cm ²)	Ø (mm)			s	s
	A	V1	30*40	3Ø14 arriba 3Ø14abajo	4.62 arriba 4.62 abajo	4.8 arriba 3.5 abajo	cumple	1Ø8/18cm	sobre esforzado	1Ø10	17.5	9
	B	V1	30*40	3Ø14 arriba 3Ø14abajo	4.62 arriba 4.62 abajo	4.95 arriba 5.6 abajo	0.33 arriba 1.02 abajo	1Ø8/18cm	cumple	1Ø10	17.5	9
	C	V1	30*40	3Ø14 arriba 3Ø14abajo	4.62 arriba 4.62 abajo	10.33 arriba 7.19 abajo	5.71 arriba 2.57 abajo	1Ø8/18cm	cumple	1Ø10	17.5	9
	D	V1	30*40	3Ø14 arriba 3Ø14abajo	4.62 arriba 4.62 abajo	4.95 arriba 5.6 abajo	0.33 arriba 1.02 abajo	1Ø8/18cm	cumple	1Ø10	17.5	9
	E	V1	30*40	3Ø14 arriba 3Ø14abajo	4.62 arriba 4.62 abajo	4.8 arriba 3.5 abajo	cumple	1Ø8/18cm	sobre esforzado	1Ø10	17.5	9
	1	V2	30*40	4Ø14 arriba 4Ø14abajo	4.62 arriba 4.62 abajo	3.5 arriba 2.6 abajo	cumple	1Ø8/18cm	sobre esforzado	1Ø10	17.5	9
	2	V2	30*40	4Ø14 arriba 4Ø14abajo	4.62 arriba 4.62 abajo	19.09 arriba 11.92 abajo	14.47 arriba 7.3abajo	1Ø8/18cm	cumple	1Ø10	17.5	9
	3	V2	30*40	4Ø14 arriba 4Ø14abajo	4.62 arriba 4.62 abajo	15.16 arriba 9.19 abajo	10.54arriba 4.57abajo	1Ø8/18cm	cumple	1Ø10	17.5	9
	4	V2	30*40	4Ø14 arriba 4Ø14abajo	4.62 arriba 4.62 abajo	7.07 arriba 4.92abajo	2.45 arriba 0.3 abajo	1Ø8/18cm	sobre esforzado	1Ø10	17.5	9

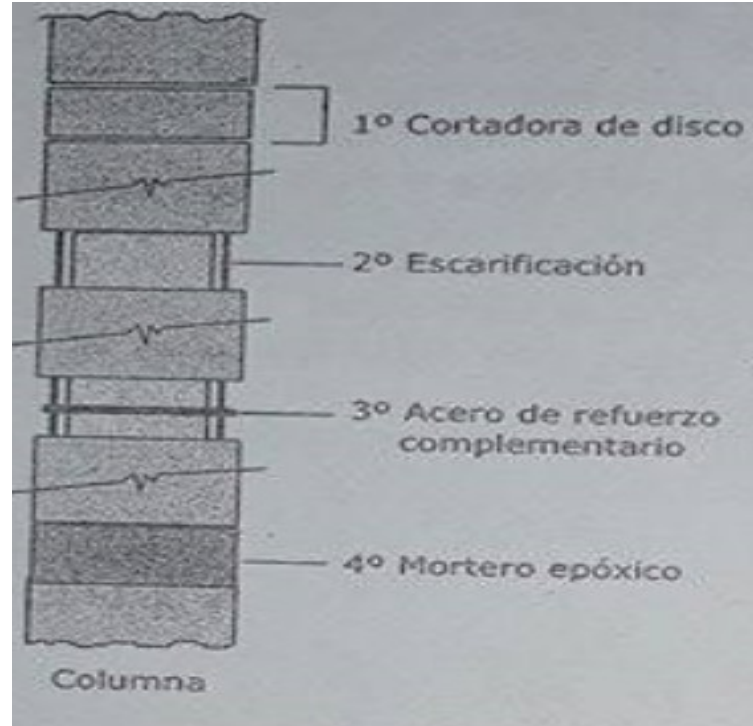
El área de acero longitudinal utilizado en la mayoría de las vigas de la primera planta no es el suficiente para resistir las solicitaciones de carga, el área de acero transversal tampoco es el indicado así como su espaciamiento.



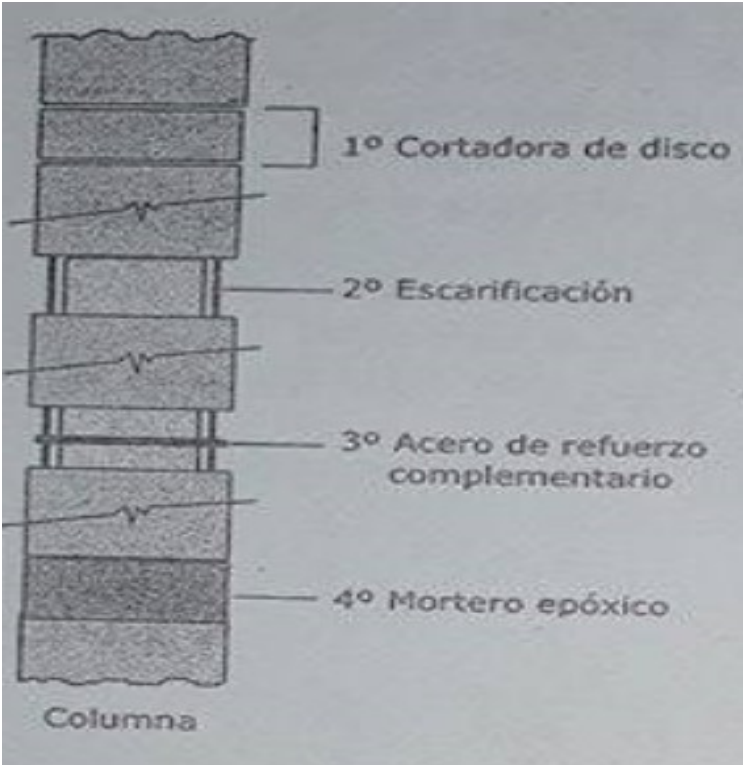
Acero de refuerzo usado vs acero necesario								
BLOQUE1	2da PLANTA	Viga	Sección (plano)	Refuerzo longitudinal (plano)	Acero usado	Área acero (necesario)	Área acero faltante	Área refuerzo transversal
	Vigas (eje)	Tipo	b*h (cm)	Ø (mm)	Al (cm2)	An (cm2)	Af (cm2)	Verifica
	A	V3	30*35	1Ø14+2Ø12 arriba 3Ø12abajo	3.8 arriba 3.4 abajo	2.88 arriba 1.91 abajo	cumple	cumple
	E	V3	30*35	1Ø14+2Ø12 arriba 3Ø12abajo	3.8 arriba 3.4 abajo	2.88 arriba 1.91 abajo	cumple	cumple
	1	V4	30*35	2Ø14+2Ø12 arriba 4Ø12abajo	5.34 arriba 4.52 abajo	1.76 arriba 1.55 abajo	cumple	cumple
	4	V4	30*35	2Ø14+2Ø12 arriba 4Ø12abajo	5.34 arriba 4.52 abajo	6.9 arriba 7.8 abajo	1.56 arriba 3.28 abajo	cumple

La única viga de la segunda planta que presenta problemas es la viga V4 del eje4 la misma que necesita una cuantía de acero longitudinal mayor a la utilizada, con la cuantía de refuerzo transversal no hay problema sin embargo incumple con los códigos mínimos de construcción.

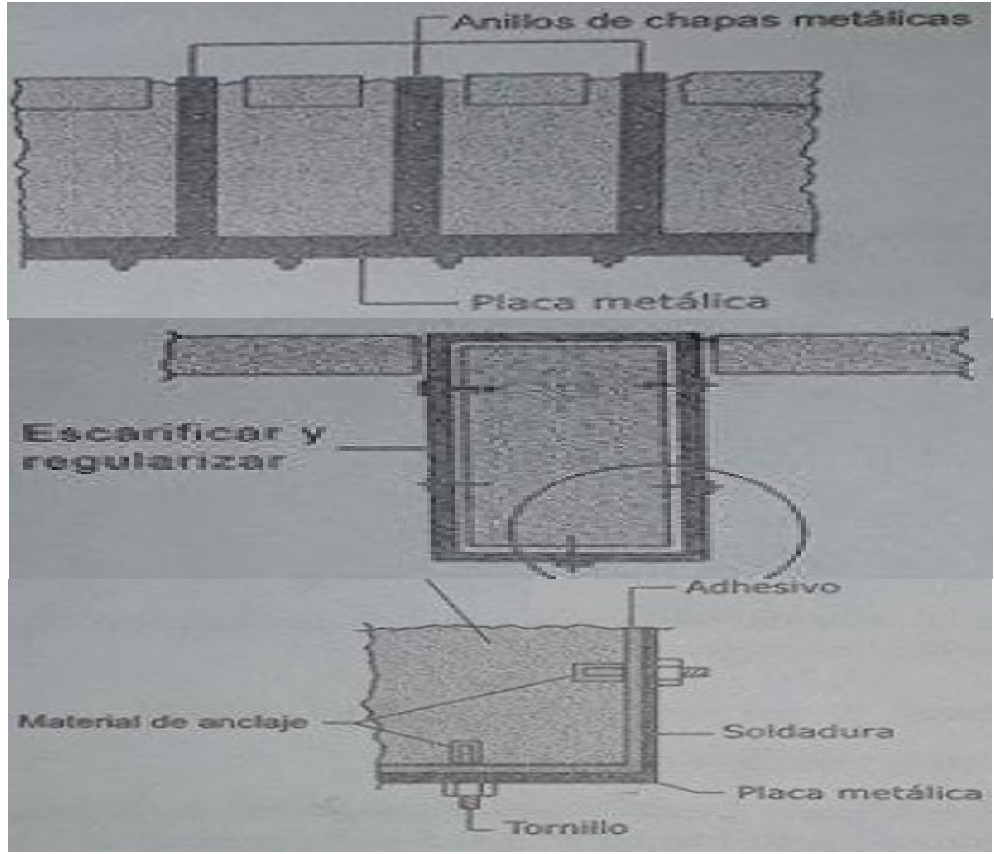
5.13 Definición de las matrices de intervención y solución.

Bloque 1, Planta 1 y 2, Todas las columnas, Patología: Refuerzo transversal incumple códigos de construcción		
Método de reparación	Procedimientos constructivos	ilustración
Adición de acero de refuerzo empotrado	<p>Apuntalar losas y vigas en un perímetro prudente.</p> <p>Sustrato: cortar con cortadora de disco hasta 5mm y escarificar la cavidad con dimensión suficiente para alojar la nueva armadura y tener 3mm de espacio para adhesivo epoxi. Limpiar con chorro de aire comprimido seco y eventualmente con acetona, instantes antes de aplicar el puente de adherencia en el concreto con el sustrato seco. El acero de refuerzo debe ser lijado y limpiado con chorro de aire comprimido y estar seco, también se recomienda pasar acetona sobre la superficie instantes antes de aplicar el adhesivo.</p>	 <p>Columna</p>

Bloque 1, Planta 2, Todas las vigas, Patología: Refuerzo transversal incumple códigos de construcción

Método de reparación	Procedimientos constructivos	ilustración
Adición de acero de refuerzo empotrado	<p>Apuntalar la losa.</p> <p>Sustrato: cortar con cortadora de disco hasta 5mm y escarificar la cavidad con dimensión suficiente para alojar la nueva armadura y tener 3mm de espacio para adhesivo epoxi. Limpiar con chorro de aire comprimido seco y eventualmente con acetona, instantes antes de aplicar el puente de adherencia en el concreto con el sustrato seco. El acero de refuerzo debe ser lijado y limpiado con chorro de aire comprimido y estar seco, también se recomienda pasar acetona sobre la superficie instantes antes de aplicar el adhesivo.</p>	

Bloque 1, Planta 1, Vigas de borde ejes A,E,1,4, Patología: Fallo a torsión

Método de reparación	Procedimientos constructivos	ilustración
Refuerzo a torsión en vigas con láminas metálicas de acero	<p>Eliminar los revestimientos de pintura, mortero y escarificar la parte superior de concreto existente hasta obtener una superficie plana y rugosa. Limpiar la superficie de concreto con aire comprimido, las láminas de acero deben ser preparadas con chorro de arena como máximo 2h antes del colocado, además usar inhibidor de corrosión.</p> <p>Los anillos de chapa serán colocados mediante perforaciones en la losa. Las láminas deben estar acorde al diseño con espesor máximo de 4mm y deben tener orificios de 3mm de diámetro cada 20cm para expulsar aire y el exceso de adhesivo epoxi, además se recomienda fijar las láminas con tornillos previamente embebidos en el elemento estructural.</p> <p>Una vez colocado las láminas mediante adhesivo de unión de acero a concreto, apretar tuercas y colocar puntales para que se presione fuertemente las placas contra la superficie del elemento estructural. Retirar apuntalamiento después de 48h.</p>	

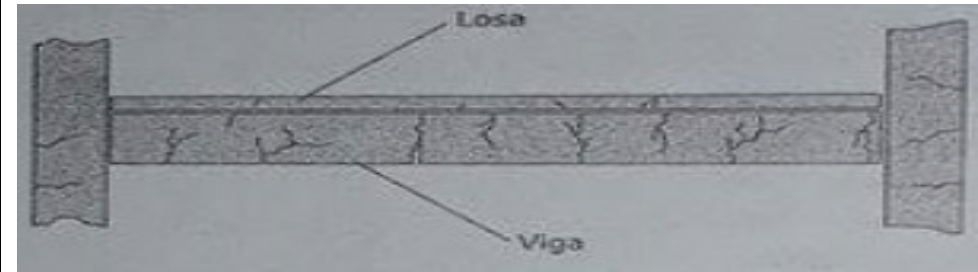


Bloque1, Planta1, Todas las vigas excepto vigas de borde, Patología: cuantías de acero menores a las necesarias, tanto para compresión como para tracción.		
Método de reparación	Procedimientos constructivos	ilustración

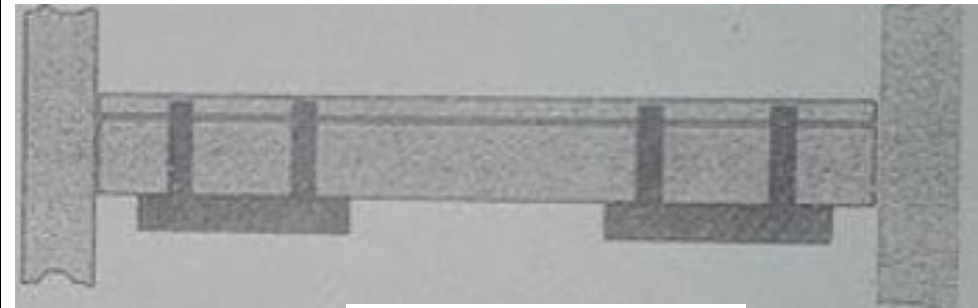


refuerzo de vigas
con láminas
metálicas de
acero

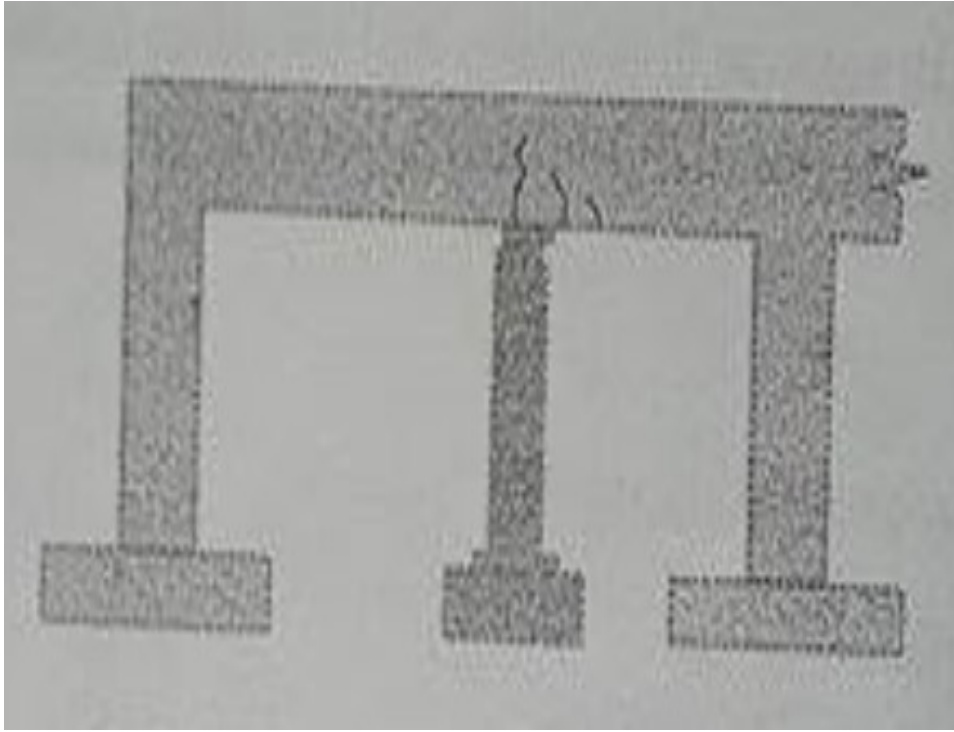
Descargar la viga.
Apuntalar losas y viga.
Retirar pintura, mortero, lechada hasta llegar a la
superficie limpia de concreto estructural.
Desbastar superficie de concreto con chorro de
arena seco.
Usar lámina metálica coplanar de espesor menor a
5mm.
Hacer las perforaciones en la lámina según diseño
estructural para insertar los pernos.
Hacer perforaciones de 3mm en la lámina para
facilitar salida de aire y adhesivo en exceso.
Limpiar la superficie interna de la lámina con chorro
de aire seco y cubrir con inhibidor de corrosión.
Usar adhesivo epoxi para unir acero a concreto y
colocar la lámina en la viga, colocar tuercas
manualmente.
Poner puntales acunados con distribución uniforme.
Retirar puntales al 3er día y cargar la viga luego de
una semana.



**Situación típica: viga muy
deteriorada con flechas y fisuras,
principalmente en zona de
tracción.**



Refuerzo con láminas metálicas


Bloque 1, Planta 2, Viga V4 del eje 4, Patología: Luz de viga demasiado grande.		
Método de reparación	Procedimientos constructivos	ilustración
Disminución de la luz insertando nueva columna (continuación de la columna C12B1)	<p>Descargar la viga. Apuntalar la viga.</p> <p>Construir la fundación de la nueva columna. Insertar la columna acuñando contra la viga existente.</p> <p>En caso de columna de concreto armado hormigonar hasta altura de proyecto, dejando que se produzca la retracción inicial, antes de acuñar.</p>	



Bloques 2, Planta 1, Todas las columnas, Patología: Hormigón de baja resistencia a la compresión y acero corroído		
Método de reparación	Procedimientos constructivos	ilustración
refuerzo de columnas mediante encamisado con mortero estructural	<p>Apuntalar la zona a reforzar (losa y vigas). Excavar alrededor de la columna hasta llegar a la parte superior de la zapata. Retirar hormigón carbonatado para reemplazarlo. Limpiar armadura existente (sand blasting) y pasar inhibidor de corrosión.</p> <p>Realizar perforaciones en la base y el capitel para colocar nuevo refuerzo longitudinal, posterior mente colocar estribos. Colocar puente de adherencia para hormigón viejo a nuevo.</p> <p>Encofrado y vertido de mortero de reparación. Retirar encofrado a los 28 días y retacar la parte superior de la columna donde no ha llegado el encofrado manualmente con mortero de reparación estructural sin retracción.</p> <p>Aplicar pintura anti carbonatación. Rellenar la excavación y compactar finalmente reposición del pavimento.</p>	



Bloques 3,4, Planta 1 y 2, Paredes, Patología: Eflorescencias

Método de reparación	Procedimientos constructivos	ilustración
vapor de agua	<p>Equipo: manguera para alta presión con aislante térmico para evitar pérdida de calor.</p> <p>Procedimiento: iniciar la limpieza de arriba hacia abajo, procurar mantener una presión suficiente para remover las partículas sueltas. Mover en círculo la boquilla para una adecuada y eficaz limpieza de la superficie.</p>	



Bloque3,4,5,6, Planta 2, Losas, Patología: Filtración de agua lluvia		
Método de reparación	Procedimientos constructivos	ilustración



Fundada en 1867

Universidad de Cuenca
Facultad de Ingeniería

impermeabilización

Realizar una limpieza total de los sumideros.
Dar una pendiente del 3% a la losa para evitar estanqueidad de agua lluvia.
Usar adhesivo epoxi para unir concreto viejo a nuevo.
Finalmente impermeabilizar la losa usando algún recubrimiento elastomérico reforzado con fibras.





6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones.

Del presente trabajo se pueden desprender las siguientes conclusiones:

Los ensayos para la valoración del suelo realizados resultaron favorables, se trata de un suelo con valor como terreno de apoyo excelente con un grado de compresibilidad y expansión casi nula, excelente capacidad de drenaje y una compacidad entre media y alta. El riesgo que se produzca un asentamiento en este tipo de suelo es muy bajo y además su capacidad portante es alta. Por estas razones se puede concluir que el suelo sobre el cual se encuentra asentado la infraestructura del colegio Antonio Ávila Maldonado no presenta ningún problema.

De los resultados del avance del frente de carbonatación se concluye que dicha patología no representa ningún problema para los bloques 1, 3, 4, 5 y 6. No se puede decir lo mismo para el bloque2, debido a que la corrosión generalizada en la primera planta ha tomado lugar años atrás y se evidencia que la evolución de la corrosión de armaduras se encuentra en el periodo de despasivación.

De la curva personalizada mediante la calibración del esclerómetro con núcleos, se concluye que los bloques 1, 3, 4, 5 y 6 presentan resistencias a compresión simple del hormigón (f'_c) todos altos, superiores a 210kg/cm^2 por lo tanto se trata de hormigones estructurales. Los elementos estructurales de la primera planta del bloque2 son los únicos que presentan un hormigón con resistencia a la compresión simple $f'_c = 89\text{kg/cm}^2$ comprometiendo la rigidez y estabilidad de la estructura así como poniendo en riesgo la seguridad de sus ocupantes, la resistencia baja podría deberse a que se trate de un hormigón in situ y que cuando planificaron la construcción de la primera planta del bloque2 lo hicieron sin pensar en una ampliación futura de otra planta como es el caso de ampliación de una segunda planta para uso de auditorio.

Con los resultados de la modelación estructural del bloque1 todo indica que el problema radica en el mal cálculo estructural. La mayoría de las columnas de toda la infraestructura están construidas con cuantías de acero longitudinal suficientes para las solicitaciones de carga, no obstante el refuerzo transversal incumple con la mayoría de los códigos de construcción. Casi en su totalidad las vigas de la primera planta están construidas con cuantías de acero longitudinal y transversal menores a las necesarias ya sea por diseño o códigos de construcción además todas las vigas de borde se encuentran sobre esforzadas esto se debe a que los esfuerzos cortantes debido a las fuerzas de corte y la torsión juntos exceden el máximo permitido siendo esta la razón de las deflexiones excesivas que se pueden observar en la parte posterior y frontal del bloque1 (ver *Anexo 2*).

Debido a que el acero de refuerzo de las columnas del bloque 2 se encuentran en un proceso de corrosión generalizada, la resistencia a la compresión simple del hormigón de las columnas presenta un valor demasiado bajo ($f'_c = 89\text{kg/cm}^2$), también la configuración geométrica externa del bloque 2 es similar a la del bloque1 además ambas estructuras se encuentran sometidas a cargas similares y haciendo una comparación con los resultados



de la modelación estructural del bloque1 se puede decir que el bloque2 se encontrará en condiciones similares o aún peores que las condiciones en las que se encuentra el bloque1.

6.2 Recomendaciones.

Para los bloques 1 y 2 debido al mal estado de los sumideros de agua lluvia se recomienda la sustitución total de los mismos así como la reparación de tuberías de agua potable en mal estado presentes en la parte posterior de la planta alta del bloque1.

Dado el problema severo de filtración de agua en las losas de los bloques 3, 4, 5 y 6 ya que este puede corroer la armadura de la losa, se recomienda una impermeabilización inmediata de la misma.

Debido a que la infraestructura de los bloques 1 y 2 se encuentra en una situación crítica por mal cálculo estructural y además incumple varios códigos de construcción antes de rehabilitar la infraestructura con los valores propuestos en este trabajo, se recomienda de manera urgente realizar un análisis sísmico de la edificación y hacer una comparación económica entre el valor de rehabilitación vs demolición y reconstrucción, según esto se decidirá el mejor proceder. Dicho análisis sísmico se encuentra fuera del alcance de este trabajo.

Con la finalidad de evitar un desastre y debido a que se trata de una institución educativa, se recomienda como solución temporal el uso mínimo (o de ser posible la suspensión del uso) de las instalaciones de los bloques1 y 2 debido a su situación crítica, ya que dichos bloques forman un auditorio con capacidad para 800 personas amplificando el potencial de fallo.

Se recomienda una intervención inmediata en el acero de refuerzo de las columnas de la primera planta del bloque2 ya que la evolución de la corrosión se lleva a cabo a altas velocidades.

**BIBLIOGRAFÍA.**

- [1] P. R. L. Helene and F. P. Campos, *Manual de rehabilitación de estructuras de hormigón: reparación, refuerzo y protección*. CYTED, 2003.
- [2] J. E. Bowles, T. R. A. ARRIETA, and R. E. V. J. TAMAYO, *Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil*. McGraw-Hill, 1981.
- [3] C. Crespo Villalaz, "Mecánica de Suelos y Cimentaciones. 4ª," México Editor. Limusa, 1994.
- [4] K. Terzaghi, *Theoretical soil mechanics*, vol. 18. Wiley Online Library, 1943.
- [5] B. M. Das, *Fundamentos de ingeniería geotécnica*, no. 624.13. Thomson Learning:, 2001.
- [6] C. Núñez, A. Roca, and J. Jorba, *Comportamiento mecánico de los materiales. Volumen II. Ensayos mecánicos. Ensayos no destructivos*, vol. 2. Edicions Universitat Barcelona, 2013.
- [7] P. Jelpo and L. Padilla, "Patología en elementos estructurales. Madera, acero y muro portante cerámico," 2009.
- [8] B. S. Soils, "ASTM D 2487 soil classification groups GW," *GP, GM, SW, SP, SM, or a Comb. these groups*, pp. 2300–2303.
- [9] J. Porto Quintián, "Manual de patologías en las estructuras de hormigón armado," 2005.
- [10] E. I. Moreno, G. G. D. Lara, J. Enrique, and C. Sarabia, *Efecto de la relación agua/cemento en la velocidad de carbonatación del concreto utilizando una cámara de aceleración*. Red Ingenieria Revista Académica, 2000.
- [11] K. Tuutti, "Corrosion of steel in concrete," 1982.
- [12] L. P. Traversa, Y. A. Villagrán, A. A. Di Maio, and S. S. Zicarelli, "Métodos de evaluación y diagnóstico de la vida útil remanente de estructuras de hormigón armado en ambiente marino," *XIX Jornadas Argentinas Ing. Estructural, AIE, Mar del Plata*, pp. 5–7, 2006.
- [13] J. Rodríguez, J. Aragoncillo, C. Andrade, and D. Izquierdo, "Manual de evaluación de estructuras afectadas por corrosión de la armadura," *Madrid Inst. Eduardo Torroja*, 2000.
- [14] M. REHABCON, "Strategy for Maintenance and Rehabilitation in Concrete Structures," *EC DG ENTR-C-2 Innov. SME Program.*, 2004.
- [15] I. Galán García, "Carbonatación del hormigón: combinación de CO₂ con las fases hidratadas del cemento y frente de cambio de pH," Universidad Complutense de Madrid, Servicio de Publicaciones, 2012.
- [16] I. Babiche, "Carbonatación del recubrimiento de concreto," 2004.
- [17] C. RONDON, "Manual de armaduras de refuerzo para hormigón." Chile: M y M servicios gráficos, 2005.
- [18] N. F. Ortega and M. Ripani, "Experiencias en el empleo de ensayos no destructivos, en el análisis de estructuras de hormigón afectadas por diferentes situaciones patológicas," in *IV Conferencia Panamericana de END, Buenos Aires, Argentina. Recuperado de <http://www.ndt.net/article/panndt2007/papers/38.pdf> (Noviembre, 2014)*, 2007.
- [19] C. R. Bedoya Villacreses, "Evaluación patológica del edificio de la Policía Nacional ubicado en las calles Jorge Drom y Unión Nacional de Periodistas, en la ciudad de Quito," QUITO/PUCE/2010, 2010.

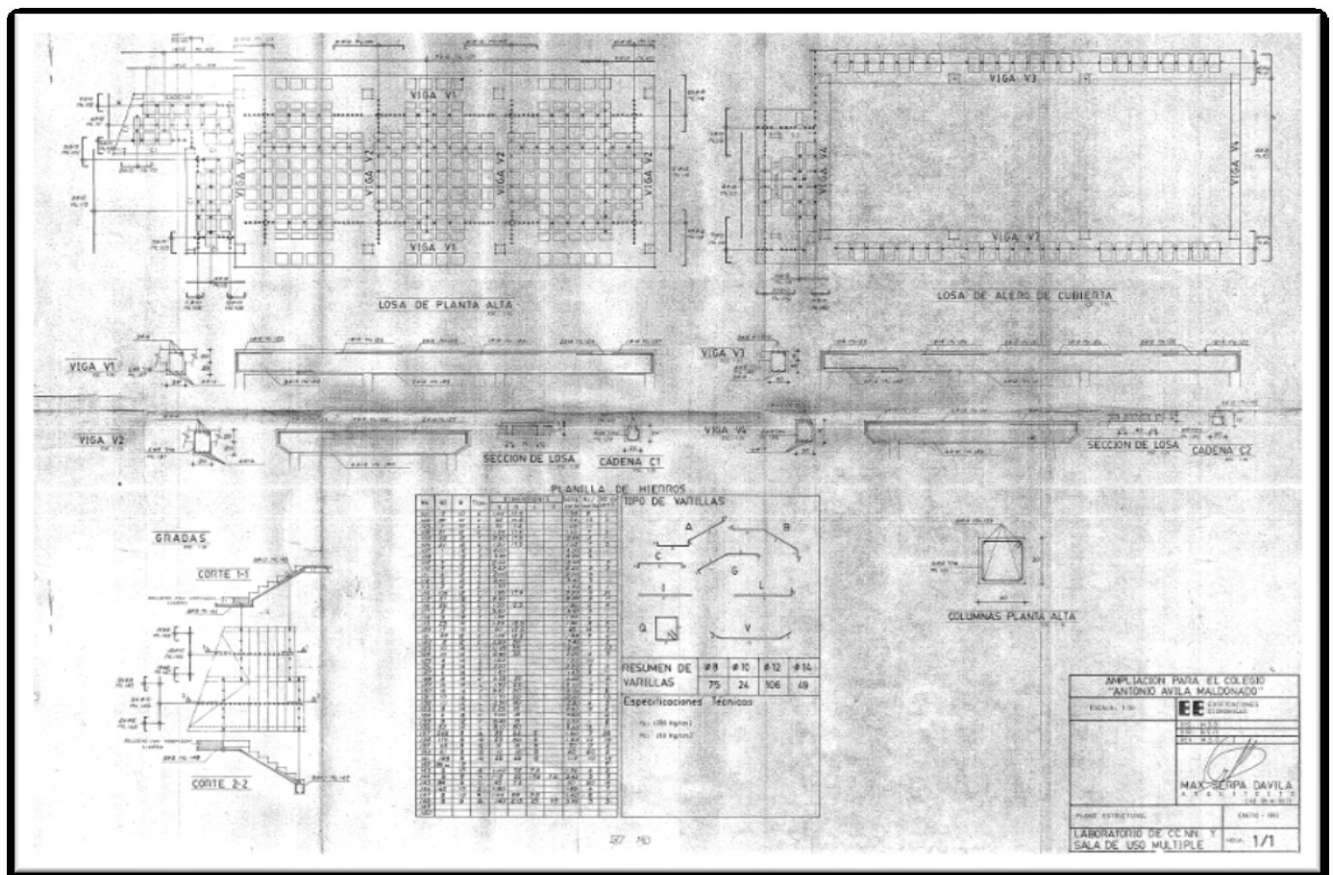
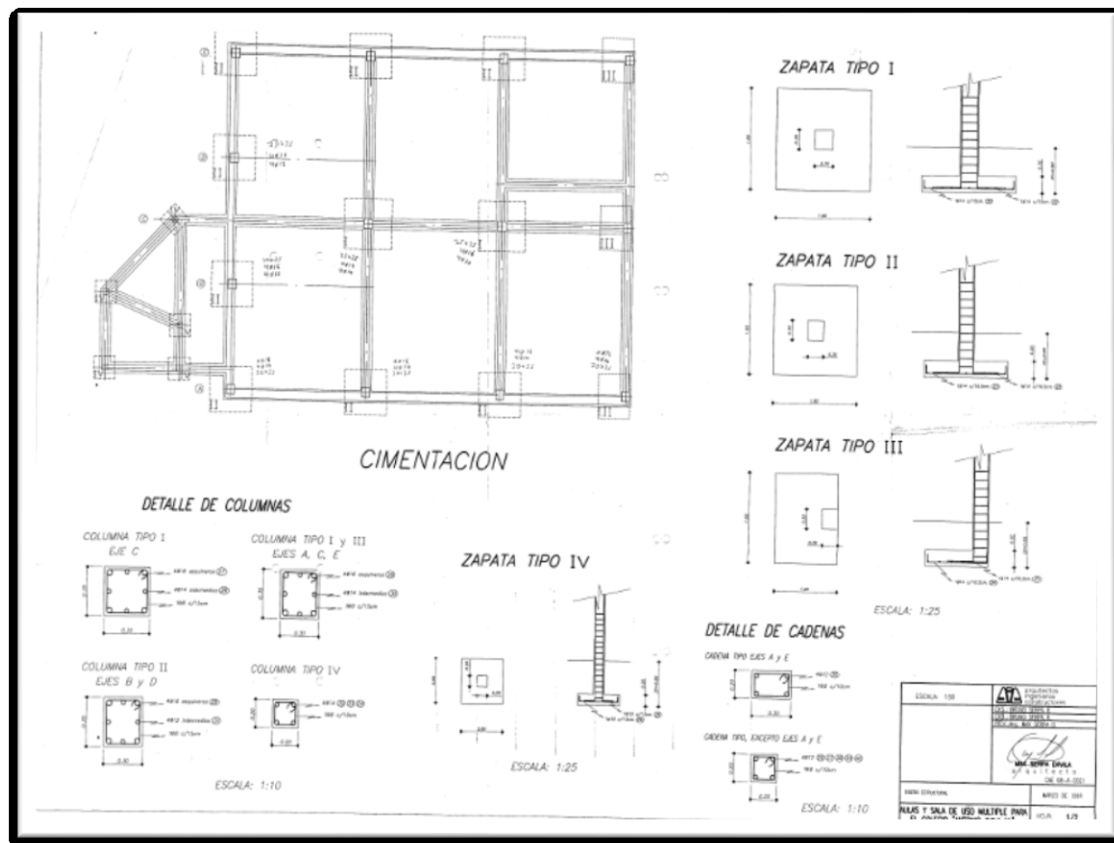


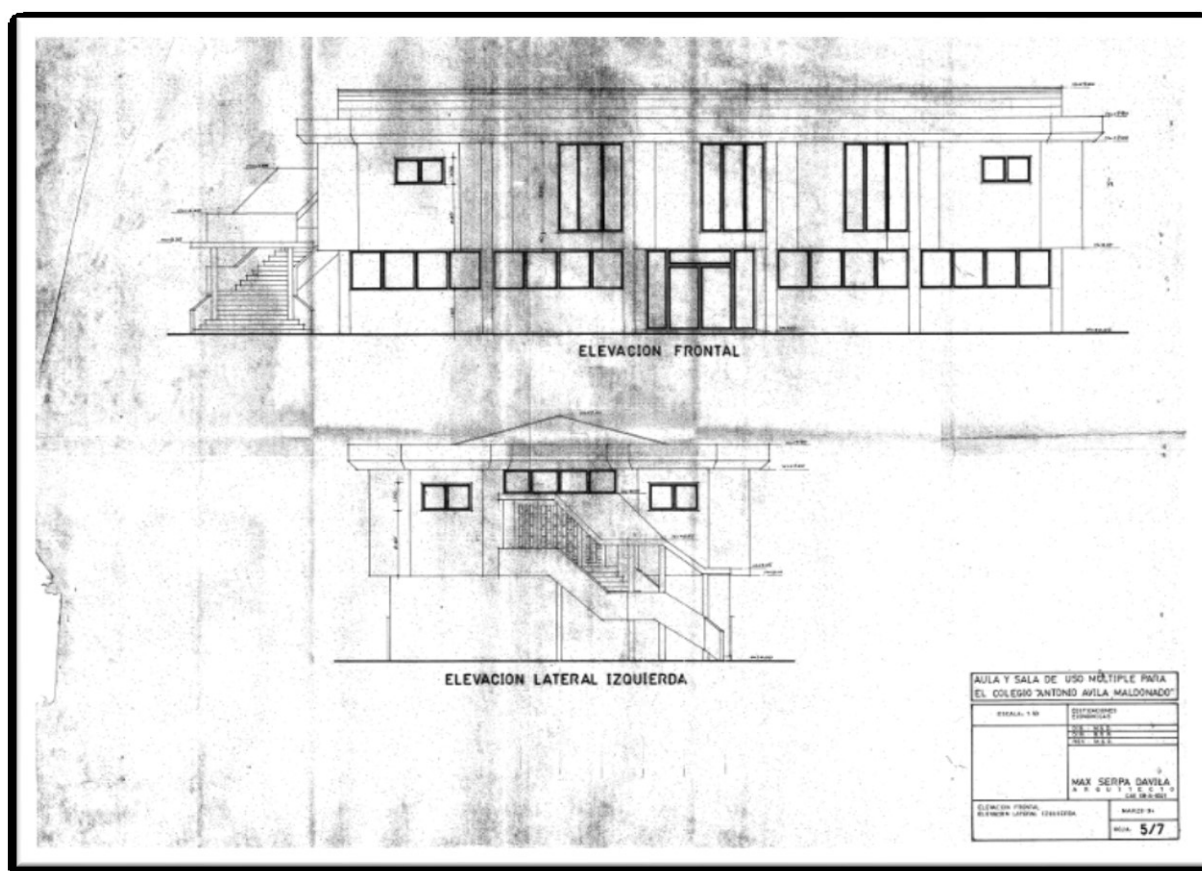
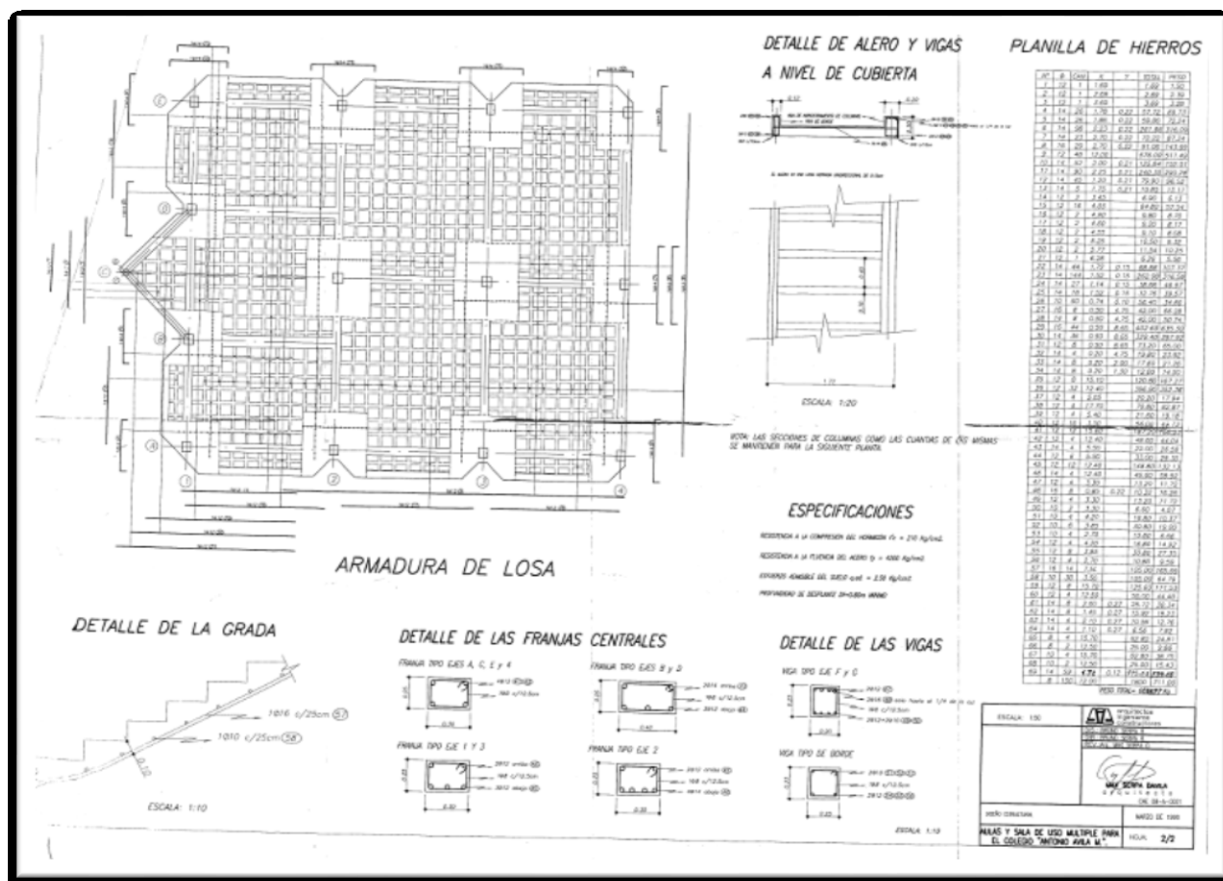
- [20] B. E. Parra Samaniego and P. G. Vásquez Flores, "Patología, diagnóstico y propuestas de rehabilitación de la vivienda de la familia Bermeo Alarcón," 2014.
- [21] T. P. Cabrera Rodríguez and R. E. Plaza Cantos, "Propuesta de rehabilitación estructural constructiva para la vivienda de la familia Plaza Alvedo," 2014.
- [22] K. Bueno Risco and L. Querol Paultre, "Caracterización de la humedad en las viviendas eclécticas del Centro Histórico de la Ciudad de Santiago de Cuba," *Arquit. y Urban.*, vol. 34, no. 1, pp. 87–96, 2013.
- [23] M. A. M. Ojeda, "Patologías en la edificación de viviendas sociales, especialmente con la humedad," *Vald. Chile*, 2004.
- [24] I. Babiche *et al.*, "Método de evaluación de patologías en edificaciones de Hormigón Armado en Punta Arenas," *Código: NEC-SE-CG. Quito, Ecuador*, vol. 19, no. 3, pp. 13–31, 2015.



ANEXOS

Anexo 1. Fotos (Planos estructurales)







Anexo 2. Fotos (Deflexiones excesivas en los bloques 1 y 2 parte posterior y frontal).





Anexo 3 Fotos (Granulometría árido grueso).



Anexo 4. Fotos (granulometría árido fino)





Anexo 5. Fotos (Límite líquido)





Anexo 6.Fotos (Límite plástico).





Anexo 7. Fotos (Peso específico de la arena).



Anexo 8. Fotos (Peso específico del suelo – método del cono de arena).





Anexo 9. Fotos (Ensayo de carbonatación).





Anexo 10. Fotos (Ensayo esclerométrico).





Anexo 11. Fotos (Extracción y ensayo de núcleos).









Anexo 12. Fotos (Parte posterior del bloque 1 y 2 no presenta ningun tipo de falla a cortante bajo su cimentación).

